N° d'enregistrement
au C.N.R.S.
A.O. 6576

THÈSE

présentée

A L'UNIVERSITE PARIS VI

par

Jacques BRESSON

pour obtenir le titre de Docteur - Ingénieur

RECHERCHES ET APPLICATIONS CONCERNANT L'UTILISATION DES COLLAGES DANS LES STRUCTURES : BÉTON PLAQUÉ

---

soutenue le 22 mars 1972 devant la Commission d'Examen :

MM. SIESTRUNCK, *Président*
VICHNIEVSKY, L'HERMITE, ABSI } *Examinateurs*

N° d'enregistrement
au C.N.R.S.
A.O. 6576

THÈSE

présentée

A L'UNIVERSITE PARIS VI

par

Jacques BRESSON

pour obtenir le titre de Docteur - Ingénieur

RECHERCHES ET APPLICATIONS
CONCERNANT L'UTILISATION DES COLLAGES
DANS LES STRUCTURES : BÉTON PLAQUÉ

---

soutenue le 22 mars 1972 devant la Commission d'Examen :

MM. SIESTRUNCK, *Président*
VICHNIEVSKY, L'HERMITE, ABSI } *Examinateurs*

UNIV.
LEIDEN
BIBL.

Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41550025_0031

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Supplément au N° 278 FÉVRIER 1971

SÉRIE : BÉTON. BÉTON ARMÉ

N° 116

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES. **SÉANCE DU 26 MAI 1970**. SOUS LA PRÉSIDENCE DE M. **L'HERMITE,** DIRECTEUR GÉNÉRAL DE LA RECHERCHE DE L'UNION TECHNIQUE INTERPROFESSIONNELLE DES FÉDÉRATIONS NATIONALES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

NOUVELLES RECHERCHES ET APPLICATIONS CONCERNANT L'UTILISATION DES COLLAGES DANS LES STRUCTURES. BÉTON PLAQUÉ.

par Jacques **BRESSON,**

Ingénieur à la Direction générale de la Recherche de l'U.T.I.

SYNDICAT NATIONAL DU BÉTON ARMÉ ET DES TECHNIQUES INDUSTRIALISÉES

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RÉSUMÉ

L'étude définit en premier lieu, à partir d'essais effectués en laboratoire, les caractéristiques d'adhésivité tangentielle pouvant être prises en compte dans un collage acier-béton, qu'il s'agisse du collage d'une tôle d'acier sur le béton ou de la réalisation de la liaison d'un profilé métallique et de sa table de compression en béton dans le domaine de la construction mixte. Dans ces essais, nous vérifions que la déformation des subjectiles entraîne une inégale répartition des efforts dans le collage.

Un autre essai de laboratoire montre que la technique des collages acier-béton peut s'appliquer à la technique des voiles minces.

Dans une deuxième partie, sont présentées les diverses techniques de renforcement de structures utilisées à ce jour, impliquant l'utilisation de résines époxydes, qu'il s'agisse de collages béton-béton ou, particulièrement, acier-béton. La conception et la technique d'exécution du renforcement d'une structure par collage d'armatures lamellaires sont particulièrement étudiées.

Enfin, il est indiqué comment ont été renforcés par collage d'armatures lamellaires extérieures des éléments en béton précontraint par fils adhérents. Cet exemple est particulièrement intéressant car il a donné lieu à un essai *in situ* dont les résultats sont communiqués.

SUMMARY

The study, on the basis of tests carried out in the laboratory, in the first place defines the characteristics of tangential adhesiveness that can be considered in a steel-concrete gluing, whether it be a matter of gluing a steel sheet to concrete or, in the field of composite construction, of bonding a metallic structural shape and its concrete compression table. In these tests we verify the fact that the deformation of the supports causes an uneven distribution of the forces in the gluing.

Another laboratory test shows that the technique of steel-concrete gluings can be applied to the thin shell technique.

In a second part are presented the various techniques used for the reinforcement of structures up to the present time, involving the use of epoxy resins, whether for concrete-concrete or, more particularly, for steel-concrete adhesions. The design and the technique of execution of the reinforcement of a structure by the gluing of laminar reinforcements are particularly studied.

Finally, indications are given as to how concrete pretensioned components have been reinforced by the gluing of external laminar reinforcements. This example is of special interest, for it was subjected to an *in situ* test, of which the results are communicated.

ZUSAMMENFASSUNG

Ausgehend von Laboratoriumsversuchen, definiert die vorliegende Untersuchung zunächst die Eigenschaften der tangentialen Haftfestigkeit, die bei einer Stahl-Beton-Verklebung in Betracht kommen können, sei es beim Aufkleben von Stahlblech auf Beton oder bei Herstellung der Verbindung eines Metallprofils mit seiner Betondruckplatte bei Verbundbauweise. Bei diesen Versuchen wird untersucht, ob die Verformung der Unterlage eine ungleiche Verteilung der Spannungen innerhalb der Verklebung nach sich zieht.

Ein anderer Laboratoriumsversuch zeigt, dass die Stahl-Beton-Verklebetechnik auf die Technik dünner Schalen angewendet werden kann.

Im zweiten Teil werden die verschiedenen, bisher angewandten Verfahren zur Versteifung von Konstruktionen dargestellt, die die Verwendung von Epoxydharzen vorsehen, sowohl bei Beton-Beton-Verklebungen als, insbesondere, auch bei Stahl-Beton-Verklebungen. Speziell untersucht werden Entwurf und Ausführungstechnik der Versteifung eines Bauwerks durch Verklebung von lamellenförmigen Bewehrungen.

Abschliessend wird angegeben, wie Bauteile, aus mit haftverankerten Drähten vorgespanntem Beton, durch Aufkleben von äusseren lamellenförmigen Bewehrungen versteift wurden. Dieses Beispiel ist von besonderem Interesse, da es zu einem Versuch *in situ* Anlass gab, dessen Ergebnisse hier mitgeteilt werden.

RESUMEN

En primer lugar, este estudio trata de definir, tomando como base las pruebas efectuadas en laboratorio, las características de adhesividad tangencial que pueden ser tenidas en cuenta en una adherencia acero-hormigón, ya se trate de la adherencia de una chapa de acero sobre una superficie de hormigón o la realización del enlace de un perfil metálico y su plataforma de compresión de hormigón, en el aspecto de la construcción mixta. En estas pruebas, se verifica si la deformación de los soportes acarrea un reparto desigual de los esfuerzos en la adherencia que se trata de obtener.

Otra prueba de laboratorio demuestra que la técnica de las adherencias acero-hormigón puede aplicarse a la técnica de los muros de pantalla (cáscaras).

En la segunda parte del artículo, se presentan las diversas técnicas de consolidación de estructuras empleadas hasta la fecha con utilización de resinas epoxídicas, ya se trate de adherencias hormigón-hormigón o, particularmente, acero-hormigón. El concepto y la técnica de ejecución de la consolidación de una estructura por adherencia de armaduras laminares son estudiados detenidamente.

Finalmente, se indica cómo ha sido consolidados, por adherencia de armaduras laminares exteriores, diversos elementos de hormigón pretensado por cables adherentes. Este ejemplo presenta particular interés, ya que ha dado lugar a una prueba *in situ* cuyos resultados figuran reproducidos.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

© 1971, by *S. D. T. B. T. P.*

ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

J'ai le grand plaisir de vous présenter ce soir M. Jacques Bresson, un de mes jeunes adjoints que j'ai eu comme Ingénieur-Élève au CHEC. Il était l'un de ceux qui croient à la recherche et parmi les élèves du CHEC ce n'est pas tellement fréquent, je le regrette d'ailleurs; ceci dit, pour montrer malgré tout que les élèves du CHEC constituent un excellent élément.

Il est entré à la Direction Générale de la Recherche en 1964, je l'ai affecté au début à différentes tâches et il s'est intéressé d'une manière plus particulière aux procédés de collage, renforcement par collage des bétons plaqués, etc., il en a fait une de ses spécialités.

Après les brevets que nous avons pris il y a trois ans avec l'Union Technique Interprofessionnelle (U.T.I.), il s'agissait de développer cette affaire. Dans ce but, il a fait des recherches pour préciser certains points qui n'étaient pas encore tout à fait clairs, et pour en tirer une théorie qui se distingue de la théorie du béton armé du fait de la position des armatures et de leur liaison avec le béton lui-même.

Il a également suivi et étudié un certain nombre de chantiers de renforcement, une vingtaine environ. Il a suivi ces études avec beaucoup d'attention et y a apporté des idées personnelles et certaines innovations.

C'est de tout cela qu'il va vous entretenir ce soir.

Je vais dès maintenant lui donner la parole.

EXPOSÉ de Jacques BRESSON

Dans cet exposé, je voudrais faire part des nouvelles recherches et applications concernant l'emploi des collages béton-béton et plus particulièrement acier-béton. Ces derniers donnant lieu, en effet, aux applications les plus intéressantes.

Dès que l'idée de fabriquer ou de renforcer un élément par collage d'armatures lamellaires s'est révélée intéressante, il a été nécessaire d'étudier les forces de liaison qui par l'intermédiaire de la résine s'opposent au glissement relatif de l'acier par rapport au béton. Ces forces de liaison sont dues ici au phénomène d'adhésion.

L'intensité de l'adhésion ou adhésivité dépend :

— des qualités de la résine employée,
— des états de surface des subjectiles,
— des propriétés de ces surfaces.

On envisagera toujours dans ce qui suit une seule valeur de l'adhésivité, ce sera l'adhésivité tangentielle, c'est-à-dire celle pour laquelle l'effort appliqué se trouve dans le plan de collage.

Ainsi, compte tenu de la résine employée et des états de surface des subjectiles, il y a lieu de déterminer par des essais une contrainte de cisaillement admissible que l'on pourra prendre en compte dans les applications.

I. NOUVEAUX ESSAIS EFFECTUÉS EN LABORATOIRE

I.1. ÉTUDE DE L'ADHÉSIVITÉ TANGENTIELLE : RÉPARTITION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DANS UN COLLAGE ACIER-BÉTON EN FONCTION DE L'ÉPAISSEUR DE LA TOLE D'ACIER.

L'essai que nous allons décrire permet de mesurer l'adhésivité tangentielle qui est fonction des qualités des matériaux acier-béton-résine. La résine choisie a des propiétés telles que la rupture se produira dans le béton par cisaillement superficiel de celui-ci. Le béton étant, des trois matériaux, celui qui a les qualités les moins bonnes, c'est de lui que dépendra la contrainte de cisaillement à rupture de l'ensemble.

I.1.1. Dispositif d'essai (fig. 1 et 2)

Deux tôles T sont collées sur les deux faces opposées d'une éprouvette de béton 7 × 7 × 28 cm. Ces deux tôles sont mises en tension à leurs extrémités libres à l'aide de la tige de traction A_1 dont la tête

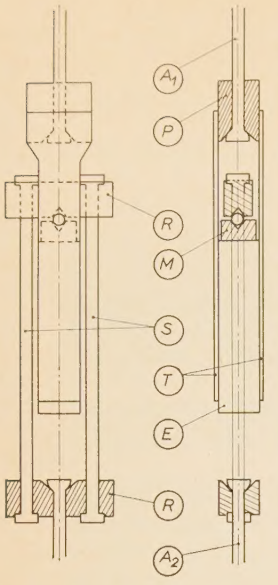


FIG. 1. — **Étude de l'adhésivité tangentielle : schéma du dispositif d'essai.**

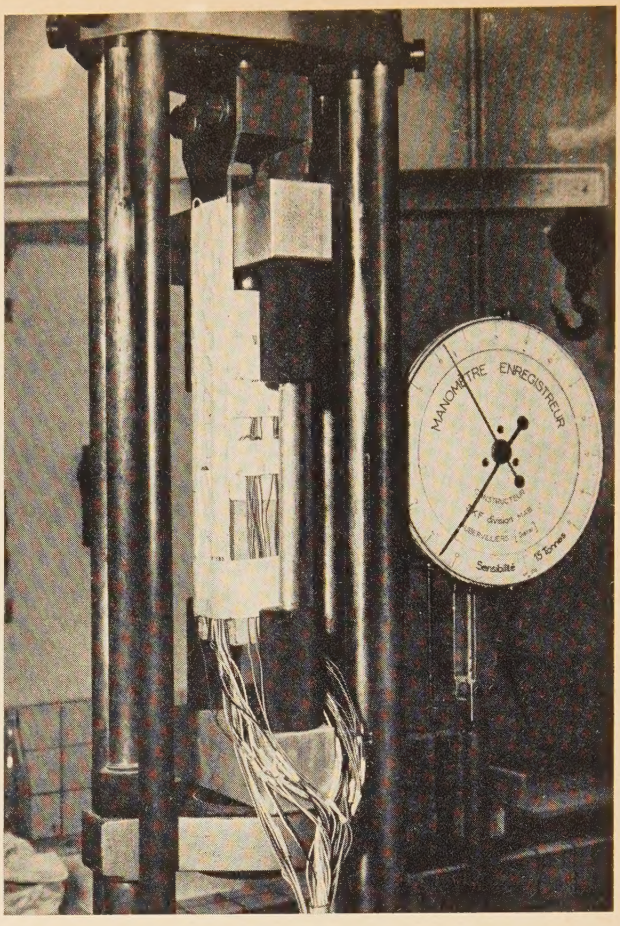


FIG. 2. — **Vue montrant le dispositif d'essai monté sur la machine de traction.**

sphérique formant rotule vient prendre appui sur la pièce P sur laquelle les deux tôles sont boulonnées.

La réaction est prise par deux tiges de traction S qui transmettent leur effort au béton par l'intermédiaire d'une rotule qui s'appuie sur la pièce métallique M répartissant l'effort à la partie supérieure de l'éprouvette de béton E.

Ainsi, les tôles T travaillant en traction transmettent leur effort à l'éprouvette de béton par l'intermédiaire de la couche de résine. Des contraintes de compression engendrées par les contraintes de cisaillement transmises par l'adhésif prennent alors naissance dans le béton.

Nous allons voir que la déformation des subjectiles (métal et béton) provoque une inégale répartition de la charge sur la colle. Cet aspect est prépondérant.

I.1.2. Étude théorique

A partir de la description de l'essai que nous avons faite, considérons l'éprouvette de béton sur laquelle on a collé, sur deux de ses faces opposées, deux tôles d'épaisseur identique.

Comme l'élément est symétrique par rapport à son axe longitudinal, nous n'en représenterons que la moitié (fig. 3-*a*).

Hypothèses :

1. Les matériaux employés (acier, béton, colle) suivent la loi de Hooke.

2. La colle ne supporte que des efforts de cisaillement.

3. Les contraintes normales dans les subjectiles (acier, béton) sont uniformément réparties dans toute section perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'élément essayé (on néglige de ce fait les contraintes de traction qui prennent naissance dans la résine).

Notations :

u déformation axiale des subjectiles

γ déviation angulaire $= f(x)$

τ contrainte de cisaillement dans la résine

E module d'élasticité (subjectiles)

G module de rigidité (résine)

t_2 demi-épaisseur du béton

t_1 épaisseur de la tôle

d épaisseur de la résine

$G/d = c$

P effort appliqué par cm de largeur de l'élément essayé.

Le calcul sera conduit pour une largeur unité de l'élément essayé.

A une distance x de l'origine, le béton est soumis à une force de compression P_2 et l'acier à une force de traction P_1 :

$$P_1 = -P_2 \qquad (1)$$

Sous l'action des forces P_1 et P_2, O vient en O′ et Q en Q′.

Posons $OO' = u_2$, $QQ' = u_1$.

$$\gamma = \frac{u_1 - u_2}{d} = \frac{\tau}{G} \qquad (2)$$

$$\tau = c\,(u_1 - u_2) \qquad (3)$$

$$\frac{d\tau}{dx} = c\left(\frac{du_1}{dx} - \frac{du_2}{dx}\right) \qquad (4)$$

$$\frac{du_1}{dx} = \frac{P_1}{E_1 t_1} \qquad \frac{du_2}{dx} = \frac{P_2}{E_2 t_2} \qquad (5)$$

$$\frac{d\tau}{dx} = c\left(\frac{P_1}{E_1 t_1} - \frac{P_2}{E_2 t_2}\right) \qquad (6)$$

De (1) et (6), on tire :

$$\frac{d\tau}{dx} = c\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right) P_1 \qquad (7)$$

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} = c\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right) \frac{dP_1}{dx} \qquad (8)$$

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} = c\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right) \tau = 0. \qquad (9)$$

En posant :

$$\left[c\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right)\right]^{1/2} = w \qquad (10)$$

on a :

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} - w^2\tau = 0 \qquad (11)$$

dont la solution générale est :

$$\tau_x = A \operatorname{sh} wx + B \operatorname{ch} wx$$

$$\frac{d\tau}{dx} = Aw \operatorname{ch} wx \; Bw \operatorname{sh} wx$$

$x = 0 \rightarrow P_1 = 0 \qquad \frac{d\tau}{dx} = 0 = Aw \rightarrow A = 0$

$x = l \qquad \frac{d\tau}{dx} = Bw \operatorname{sh} wl = Pw^2$

$$B = \frac{Pw}{\operatorname{sh} wl}$$

$$\boxed{\tau_{(x)} = Pw \frac{\operatorname{ch} wx}{\operatorname{sh} wl}} \qquad (12)$$

$$\tau_0 = 0$$

$$\tau_l = Pw \frac{1}{\operatorname{tgh} wl}.$$

La représentation graphique de $\tau_{(x)}$ est donnée par la figure 3-*b* qui fait apparaître, pour $x = l$, un pic très accentué.

Glissement :

$$u_1 - u_2 = \frac{\tau}{c} = \tau \frac{d}{G}$$

$$u_1 - u_2 = Pw \frac{d}{G} \frac{\operatorname{ch} wx}{\operatorname{sh} wl}$$

$$g(x) = \int_0^x (u_1 - u_2)\, dx$$

$$g(l) = \frac{Pw}{\operatorname{sh} wl} \frac{d}{G} \int_0^l \operatorname{ch} wx\, dx$$

$$g(l) = P \frac{d}{G}.$$

Répartition de la contrainte axiale (compression ou traction) dans les subjectiles :

$$\tau = \frac{dP_1}{dx} = -\frac{dP_2}{dx}.$$

Compte tenu de l'équation (3), on peut écrire :

$$\frac{dP_1}{dx} = c(u_1 - u_2)$$

$$\frac{dP_2}{dx} = -c(u_1 - u_2)$$

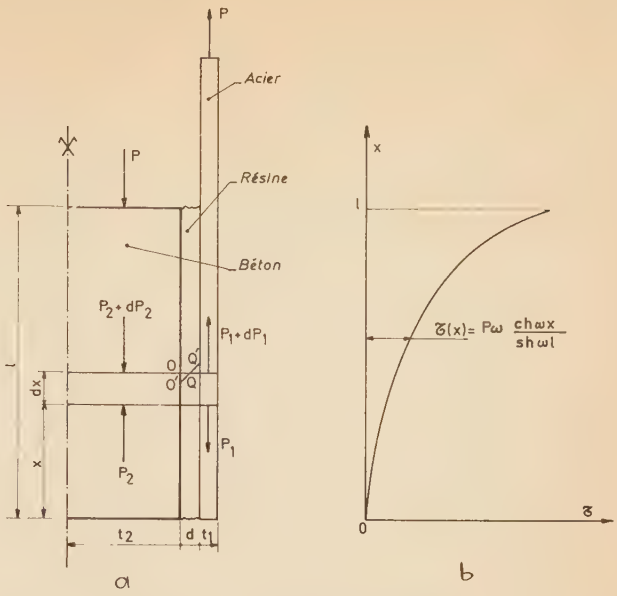


FIG. 3. — **Répartition théorique de la contrainte de cisaillement le long du plan de collage.**

A partir des équations (5), on écrit :

$$\frac{dP_2^2}{dx^2} - c\left(\frac{1}{E_1 t_1} - \frac{1}{E_2 t_2}\right) P_2 = 0$$

$$\frac{dP_2^2}{dx^2} - w^2 P_2 = 0$$

équation différentielle dont la solution générale est :

$$P_2 = C_1 \operatorname{sh} wx + C_2 \operatorname{ch} wx$$

$x = 0 \qquad P_1 = P_2 = 0 \rightarrow C_2 = 0$

$x = l \qquad P_2 = P = C_1 \operatorname{sh} wl \qquad C_1 = \frac{P}{\operatorname{sh} wl}$

$$\boxed{P_2 = P \frac{\operatorname{sh} wx}{\operatorname{sh} wl} = -P_1} \qquad (13)$$

Pour trouver ce résultat, on aurait pu se contenter d'intégrer l'équation (12) en notant que la constante d'intégration calculée à partir des conditions aux limites est nulle.

Le produit wx est suffisamment grand dans la région de la courbe où $\tau(x)$ est important (fig. 3-*b*), pour que l'on puisse confondre sh wx et ch wx avec $\frac{1}{2} e^{wx}$.

Avec cette simplification, on peut donc écrire le couple d'équations suivant :

$$\boxed{\begin{aligned} P_{(x)} &= P \frac{\operatorname{sh} wx}{\operatorname{sh} wl} \quad (a) \\ \tau_{(x)} &= P_{(x)} w \quad (b) \end{aligned}} \qquad (14)$$

w ayant toujours la valeur que nous avons posée en (10).

La courbe $\tau_{(x)}$ se déduit donc facilement de la courbe $P_{(x)}$.

I.1.3. Compte rendu résumé des résultats d'essais

Cinq séries de quatre essais ont été effectuées. Pour chaque série, l'épaisseur de la tôle d'acier était de 1, 2, 3, 4 ou 5 mm. Les tôles d'acier ont été sablées et enduites d'un wash-primer avant collage. Les éprouvettes de béton avaient été soigneusement meulées sur deux faces opposées afin de les débarrasser de la couche superficielle de laitance, peu solide, et de leur donner une parfaite planéité.

La longueur de collage était identique pour tous les essais, et égale à 26 cm. Dans chaque cas, la surface du collage était donc égale à $2 \times (26 \times 7) = 364$ cm².

Les mesures effectuées ont été des mesures de déformation suivant les axes longitudinaux, à l'aide de jauges électriques à fil résistant collées tant sur le béton que sur l'acier (base : 2 cm).

Les emplacements des jauges sont donnés sur la figure 4.

Nous indiquons ici, sur les figures 5, 6, 7, 8 et 9, les résultats des mesures de déformation en fonction des charges, effectuées sur l'acier.

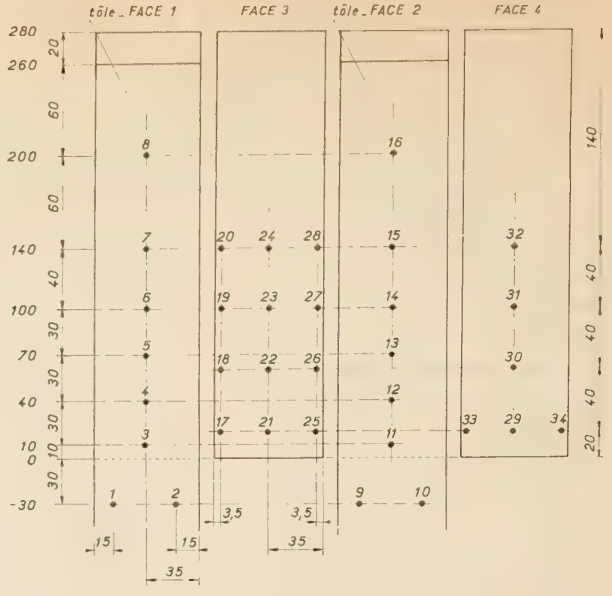


FIG. 4. — **Disposition des jauges électriques à fil résistant sur les quatre faces de l'élément d'essai.**

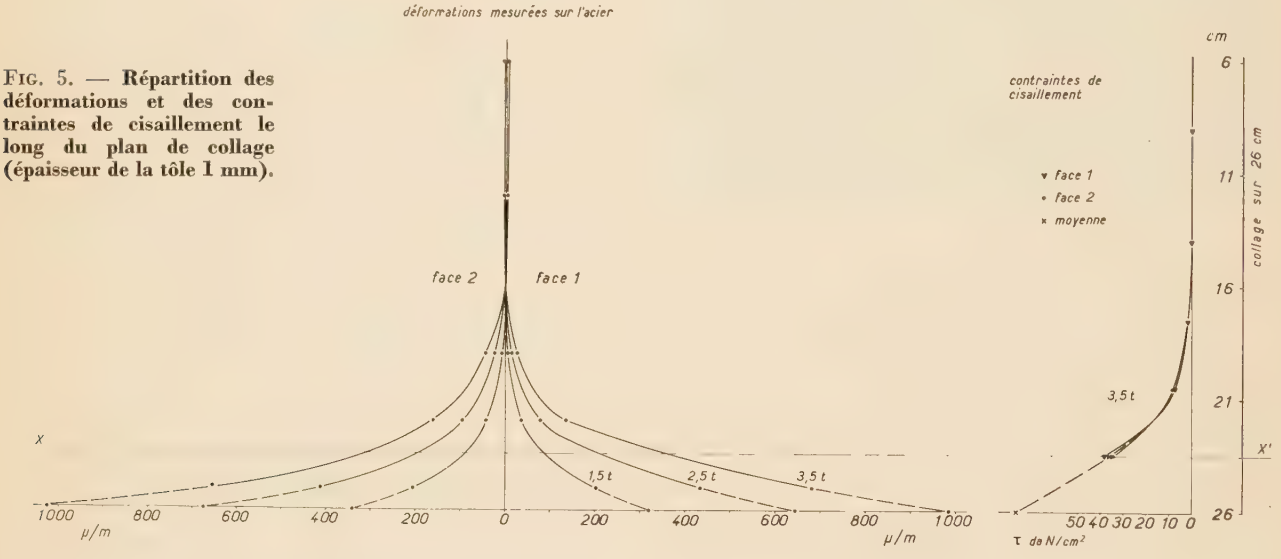


FIG. 5. — **Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du plan de collage (épaisseur de la tôle 1 mm).**

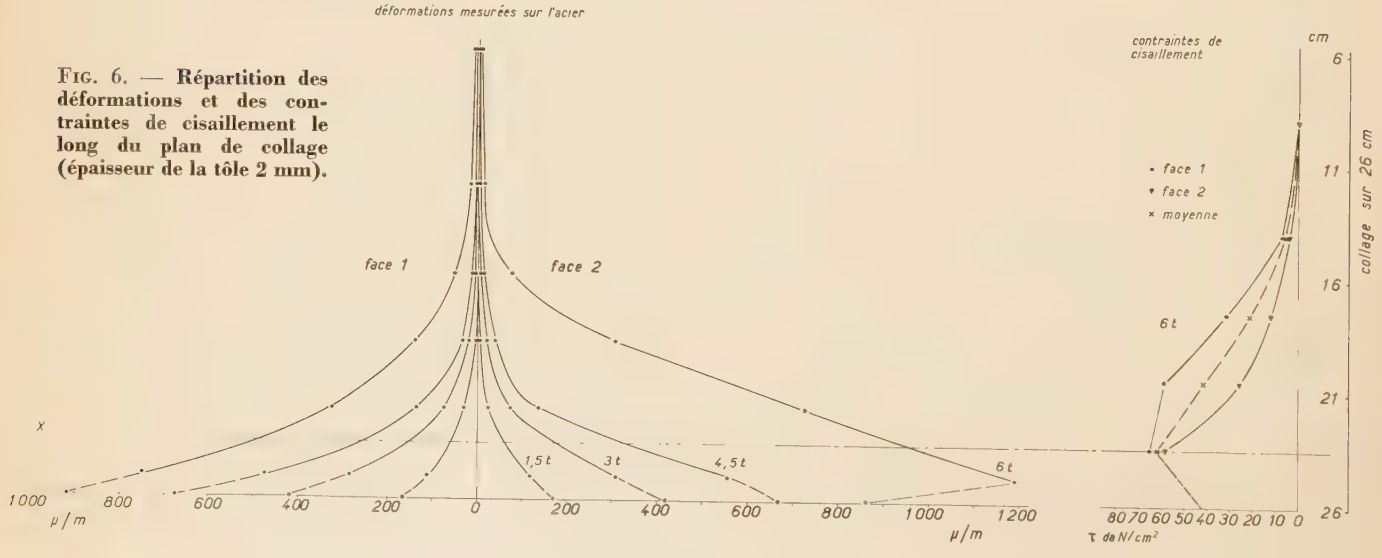


FIG. 6. — **Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du plan de collage (épaisseur de la tôle 2 mm).**

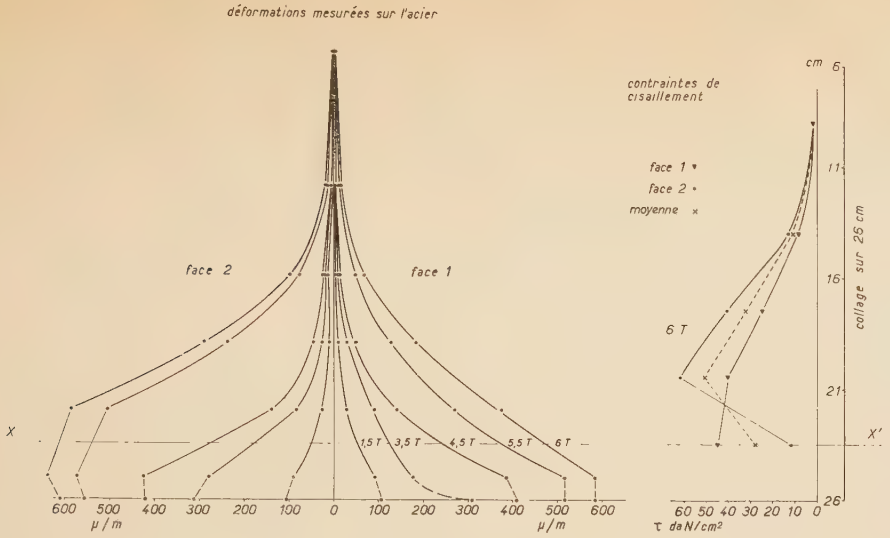


FIG. 7. — **Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du plan de collage (épaisseur de la tôle 3 mm).**

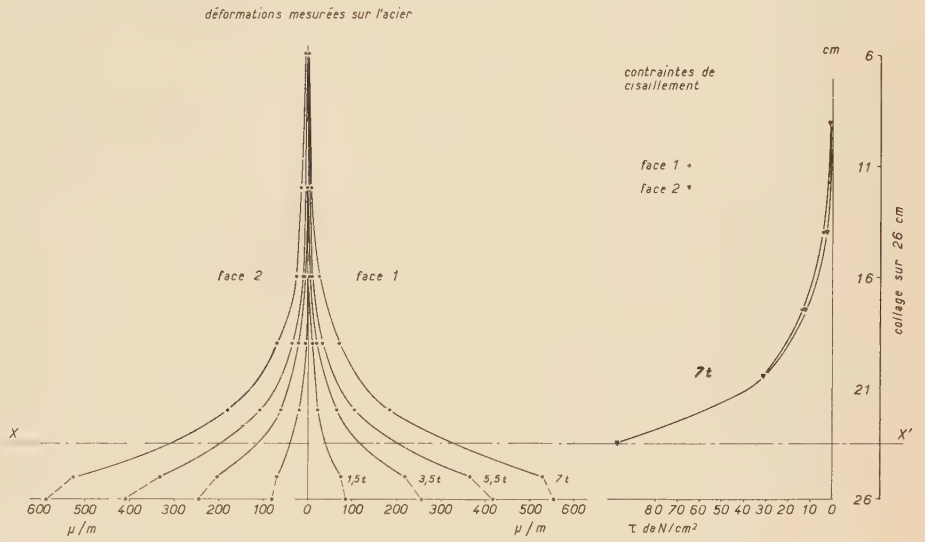


FIG. 8. — **Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du plan de collage (épaisseur de la tôle 4 mm).**

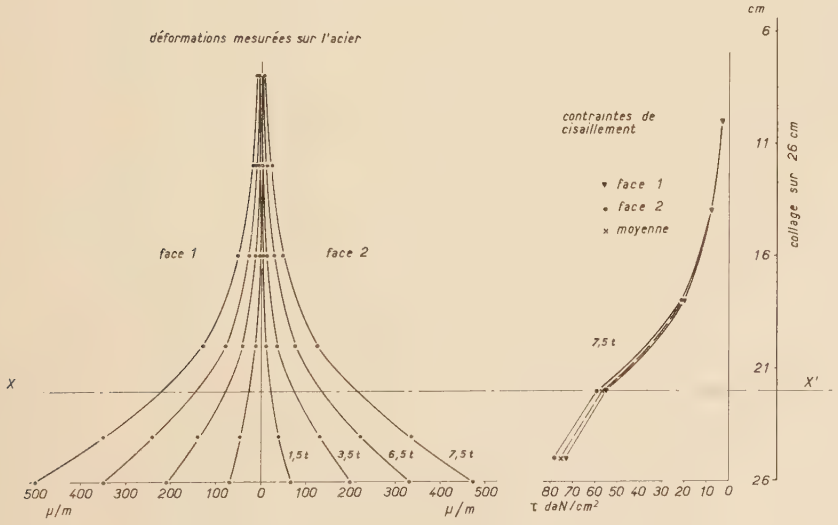


FIG. 9. — **Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du plan de collage (épaisseur de la tôle 5 mm).**

Dès maintenant, quelques remarques s'imposent.

— Le fait d'avoir collé sur le béton des jauges de 2 cm de longueur seulement nous a donné une large dispersion dans les mesures. C'est pourquoi il est inutile de faire mention des mesures de déformation effectuées sur le béton. Nous noterons cependant que la distribution des contraintes de compression n'est pas homogène dans une section quelconque de l'éprouvette de béton. Ce qui infirme l'une des hypothèses que nous avions faites en I.1.2. Ceci est dû en particulier aux conditions d'appui de l'éprouvette E sur sa plaque M (fig. 1).

De plus, les forces de traction et de compression n'étant pas dans le prolongement des plans d'action des forces de cisaillement, on constate que les charges calculées à partir de déformations mesurées sur l'acier en dehors de la surface de collage (fig. 4, jauges 1, 2, 9 et 10) sont inférieures aux charges appliquées à l'élément par la machine de traction. Il y a création de moments parasites qui ne sont pas pris en compte dans la théorie.

— Le rapport entre l'effort mesuré sur l'acier en dehors du collage et l'effort réellement appliqué par la machine d'essai tend vers 1 au fur et à mesure que l'effort appliqué augmente, ce qui signifie que les moments dont on vient de parler décroissent lorsque x est plus petit que l, après un début de détérioration du collage dans la zone d'ordonnée $x = l$, $x = l - \Delta l$.

Ces remarques montrent clairement que la troisième de nos hypothèses faites en I.1.2, à savoir que les contraintes normales sont uniformément réparties dans toute section perpendiculaire à l'axe longitudinal, n'est justifiée pour l'acier qu'en deçà d'une certaine section d'abscisse $x < l$, $x \simeq 24$ à 25 cm ($l = 26$ cm).

— Par contre, il est remarquable de constater que l'aspect des courbes de déformation obtenues à partir des mesures longitudinales sur l'acier est bien celui d'une fonction exponentielle comme l'indique la théorie. Il en va de même des courbes de cisaillement obtenues graphiquement à partir des précédentes après avoir noté que :

$$\tau_{(x)} = \frac{dP_{(x)}}{dx}$$

ou, dans le cas présent :

$$\tau_{(x)} = \frac{\Delta P_{(x)}}{\Delta x} = E\, t_1 \frac{\Delta u}{\Delta x} = E\, t_2 \frac{\Delta u}{\Delta x}$$

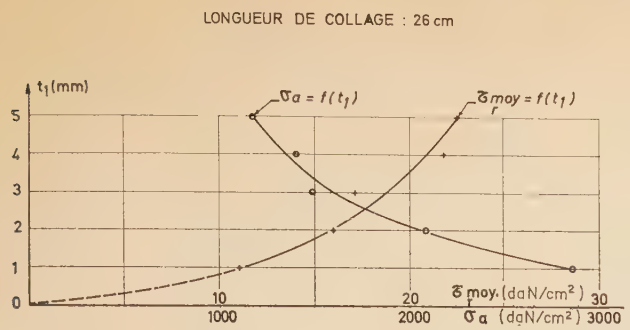
— Si l'on planimètre la surface comprise entre les différentes courbes $\tau\,(x)$ et les axes, on retrouve bien les efforts appliqués par la machine de traction.

Le tableau de la figure 10 indique, pour chaque essai, la charge de rupture. Le seul paramètre variant dans ces essais est l'épaisseur de la tôle t_1. La longueur de collage était toujours de 26 cm. On peut donc, compte tenu de cette longueur de collage, déterminer

Numéro de l'essai	Épaisseur de la tôle (mm)	Charge de rupture (t)	Moyenne des charges de rupture (t)	Moyenne des charges de rupture par cm de largeur de collage P (daN/cm)	$\mathcal{C}_{r,\text{moyen}}$ (daN/cm²)	σ_a (daN/cm²)
5	1	3,6	4	286	11	2 860
6	1	4,1				
Fig. 5 : 17	1	4,5				
18	1	4				
1	2	4,1	5,8	415	16	2 080
2	2	5				
3	2	7,5				
Fig. 6 : 19	2	6,5				
10	3	5,5	6,25	445	17,1	1 485
11	3	6,5				
Fig. 7 : 15	3	6,5				
16	3	6,5				
8	4	8	7,9	565	21,8	1 400
9	4	8,5				
12	4	7,5				
Fig. 8 : 20	4	7,5				
4	5	8,7	8,2	585	22,5	1 170
Fig. 9 : 7	5	8,5				
13	5	6 *				
14	5	7,5				

* Il n'est pas tenu compte de l'essai n° 13 dont le résultat peut être considéré comme aberrant.

FIG. 10. — **Tableau récapitulatif des différents essais effectués.**



une contrainte de cisaillement moyenne à rupture $\tau_{r,\text{moyen}}$, égale à la charge de rupture divisée par la surface de collage.

S'il est intéressant de constater que $\tau_{r,\text{moyen}}$ augmente d'autant plus vite que l'épaisseur de la tôle est importante (fig. 11), ce que l'on peut d'ailleurs déduire de la théorie, il faut remarquer qu'inversement plus la tôle est épaisse moins la contrainte transmise dans l'acier est importante. Il est donc nécessaire, pour ce qui est des applications, de prévoir une épaisseur de tôle optimale.

La figure 12 montre une éprouvette après rupture; comme on s'y attendait, la rupture a eu lieu à l'interface colle-béton, dans le béton dont on peut remarquer les éléments restés sur la colle de la tôle. La rupture de ces éléments d'essais est toujours brutale et ne prévient pas.

I.1.4. Confrontation des résultats et de la théorie

Dans les formules (14) intervient la valeur du coefficient w (10) dont la dimension est homologue à l'inverse d'une longueur. Calculons w pour chaque épaisseur de tôle en fonction des données suivantes :

$E_a = 2{,}1 \cdot 10^6$ daN/cm²

$E_b = 420\,000$ daN/cm² (béton de deux ans d'âge)

$\sigma_b = 30$ daN/cm²

$\sigma'_b = 450$ daN/cm²

$E_c = 33\,000$ daN/cm²

coefficient de Poisson de la résine * = 0,37, d'où :

$G \simeq = 12\,000$ daN/cm² (tant en traction qu'en compression);

$d = 0{,}6$ mm **

$\sigma'_c = 165$ daN/cm².

t_1 (mm)	1	2	3	4	5
w (cm^{-1})	1,08	0,78	0,67	0,61	0,57

* La résine employée tant pour les essais que pour les applications est une résine époxyde.

** L'épaisseur de colle est maintenue constante par l'interposition au moment du collage, entre le béton et la tôle, de deux fils longitudinaux de 0,5 mm de diamètre. Les tôles à coller ayant été préalablement enduites d'une couche de primaire, l'épaisseur totale de la couche de résine est bien égale à 0,6 mm.

Fig. 11. — **Variations de la contrainte de cisaillement moyenne à rupture et de la contrainte maximale de traction dans les tôles en fonction de leur épaisseur.**

Fig. 12. — **Vue d'un élément d'essai après rupture : on remarquera que la rupture a eu lieu à l'interface colle-béton.**

Si nous remplaçons brutalement w par sa valeur théorique dans l'expression (14 a), la courbe (1) ainsi tracée pour un effort donné P ne se superpose pas à la courbe expérimentale (2) correspondante. Elle présente un coude très marqué par rapport à la courbe (2), donc w_1 est plus grand que w_2 (fig. 13).

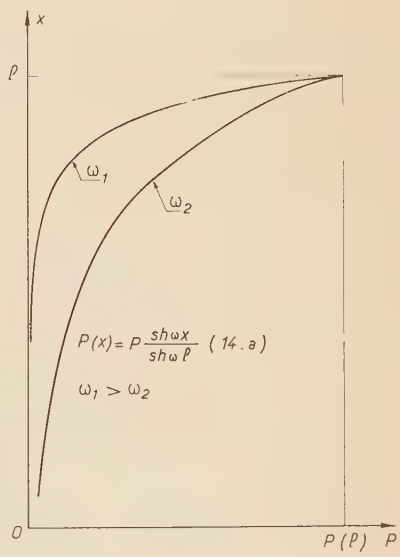


Fig. 13. — **La courbe théorique $f(w_1)$ présente un coude plus marqué que la courbe pratique $f(w_2)$.**

Déterminons w_2 à partir des résultats d'essais : figures 5, 6, 7, 8, 9. Sur chacune de ces figures, apparaît un axe XX′ au-dessus duquel la courbe $\tau_{(x)}$ semble être une parfaite fonction hyperbolique. En prenant pour origine cet axe XX′, on élimine au maximum l'effet des moments dont il a déjà été parlé et dont on n'a pas tenu compte dans le calcul. Cet axe coupe les courbes de déformation longitudinale en des points pour lesquels nous allons calculer les $\tau_{(x)}$ et les $P_{(x)}$ expérimentaux. Le rapport $\frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ nous fournira $w_{exp.}$ (équation 14).

$t_1 = 1$ mm

$F_{(l)}$* (t)	$P_{(x)}$ (daN/cm)	$\tau_{(x)}$ (daN/cm²)	$w = \frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ (cm⁻¹)
3,5	85	35,7	0,42
2,5	53	23,6	0,44
1,5	25,6	11,7	0,45
		$w_{exp.\ moyen}$	$\simeq 0,44$

$t_1 = 2$ mm

$F_{(l)}$* (t)	$P_{(x)}$ (daN/cm)	$\tau_{(x)}$ (daN/cm²)	$w = \frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ (cm⁻¹)
6	315	63	0,2
4,5	143	49	0,34
3	78	30,8	0,395
1,5	37,8	11,2	0,296
		$w_{exp.\ moyen}$	$\simeq 0,31$

$t_1 = 3$ mm

$F_{(l)}$* (t)	$P_{(x)}$ (daN/cm)	$\tau_{(x)}$ (daN/cm²)	$w = \frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ (cm⁻¹)
6	230	50,4	0,22
5,5	173	42	0,243
4,5	56,5	18,9	0,335
3,5	34,6	12,6	0,357
1,5	11	3,15	0,89
		$w_{exp.\ moyen}$	$\simeq 0,29$

$t_1 = 4$ mm

$F_{(l)}$* (t)	$P_{(x)}$ (daN/cm)	$\tau_{(x)}$ (daN/cm²)	$w = \frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ (cm⁻¹)
7	297	97	0,327
6,5	192	68,5	0,357
9,5	116	43,5	0,375
1,5	42	14	0.334
		$w_{exp.\ moyen}$	$\simeq 0,35$

$t_1 = 5$ mm

$F_{(l)}$* (t)	$P_{(l)}$ (daN/cm)	$\tau_{(x)}$ (daN/cm²)	$w = \frac{\tau_{(x)}}{P_{(x)}}$ (cm⁻¹)
7,5	249	57	0,23
6,5	162	40	0,246
3,5	92	24	0,26
1,5	32,6	8,5	0,26
		$w_{exp\ .moyen}$	$\simeq 0,25$

Sur la figure 14, nous avons reporté les valeurs théoriques et expérimentales de w en fonction de t_1. Le décalage de ces deux courbes est assez important et provient en partie des hypothèses de calcul choisies.

Cependant si nous reportons maintenant dans les formules (14) la valeur expérimentale de w pour chaque épaisseur de tôle, ces deux formules vérifient alors, aux erreurs de mesure et de graphique près, les courbes expérimentales qui sont donc bien des exponentielles.

Ceci est très important car il est alors possible de calculer sans essais préalables la répartition de contraintes dans un collage acier-béton tel qu'on l'a prévu dans cette série d'essais, à condition que l'on connaisse w de façon suffisamment précise.

I.1.5. Conclusions

Cette série d'essais nous a permis de déterminer, non seulement la contrainte de cisaillement moyenne, mais aussi, comme le montrent les figures 5, 6, 7, 8 et 9, les contraintes maximales de rupture τ_l pour $x = l = 26$ cm. τ_l varie suivant les essais et l'appréciation de 60 à 80 daN/cm². Cette valeur de τ_l est la contrainte de cisaillement maximale de rupture qui décroît ensuite de manière exponentielle.

Au vu de ces figures, on s'aperçoit que, pour x variant sensiblement de 0 à 10 cm, les déformations mesurées sur la tôle sont négligeables; il en est donc de même pour ce qui est de la contrainte de cisaillement. A priori, bien que nous n'en ayons pas encore fait l'essai, une longueur de collage de 17 cm au lieu de 26 aurait certainement donné des résultats sem-

* $F_{(l)}$ est l'effort de traction appliqué à l'élément essayé.

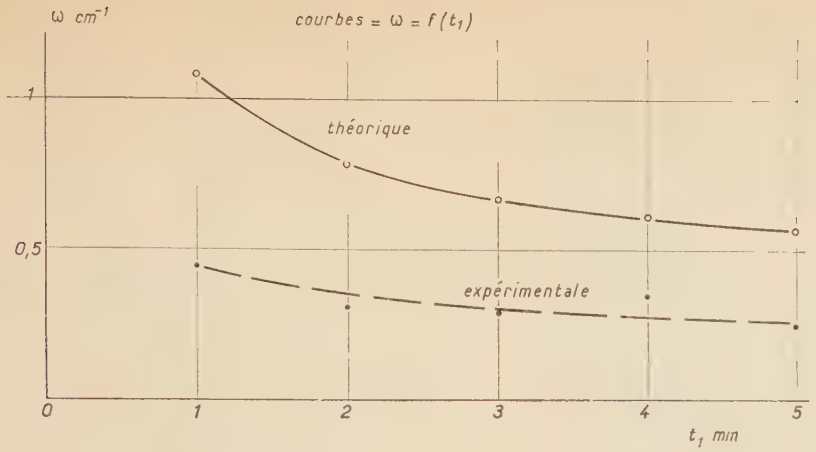


FIG. 14. — **Valeur théorique et expérimentale du coefficient w en fonction de l'épaisseur t_1 des tôles.**

blables car, lorsque τ_l sera compris entre 60 et 80 daN/cm², la rupture surviendra quelle que soit la longueur de collage.

Ces premiers résultats sont très importants pour les applications et pour la détermination de la longueur utile de collage.

Lors de ces essais, nous avons fait varier un seul paramètre, l'épaisseur de la tôle. Dans les prochaines séries, il sera utile de faire varier la longueur de collage, l'épaisseur de la colle et son module de rigidité transversal, afin de déterminer expérimentalement l'influence de ces nouveaux paramètres sur la résistance d'un collage.

Maintenant la question se pose d'augmenter τ_{moy} en sachant que $\tau_{max} = \tau_{critique\ béton}$. Si nous nous reportons de nouveau à la figure 13, nous voyons que si w décroît τ_{moy} croît pour $\tau_{max} = Cte$.

Donc, pour augmenter la résistance d'un collage, il faut que le coefficient w diminue, c'est-à-dire que l'on augmente l'épaisseur de la couche de résine ou, si l'on garde cette épaisseur constante, que l'on choisisse une résine avec un module de rigidité transversal plus faible. Dans ce cas, on aura un glissement plus important mais la longueur utile de collage sera augmentée, ainsi que l'effort utile que pourra supporter le collage.

Il est donc très important, lorsqu'on veut effectuer des essais comparatifs de résistance au cisaillement de résines à l'aide de collages en simple recouvrement, que l'épaisseur de la couche de résine comprise entre les deux tôles soit parfaitement connue.

La résistance peut être améliorée en utilisant au moins deux résines de modules différents dans le même collage (fig. 15). L'effort que l'on peut appliquer sur le collage de la figure 15-*b* est ainsi plus important que celui qui peut être appliqué sur le collage de la figure 15-*a*.

Cette dernière solution que nous n'avons pas encore essayée nous a amenés à faire un rapprochement avec une application pratique : le rôle des joints verticaux des grands panneaux des constructions préfabriquées vis-à-vis de leur contreventement.

Soient deux panneaux P_1 et P_2 dont le joint est soumis à un effort tranchant T (fig. 16). Les deux panneaux P_1 et P_2 étant d'un même matériau et ayant même section, la contrainte de cisaillement développée dans le joint est tracée sur P_2. La courbe des τ est une fonction en sinus et cosinus hyperboliques. Si nous voulons avoir une contrainte sensible-

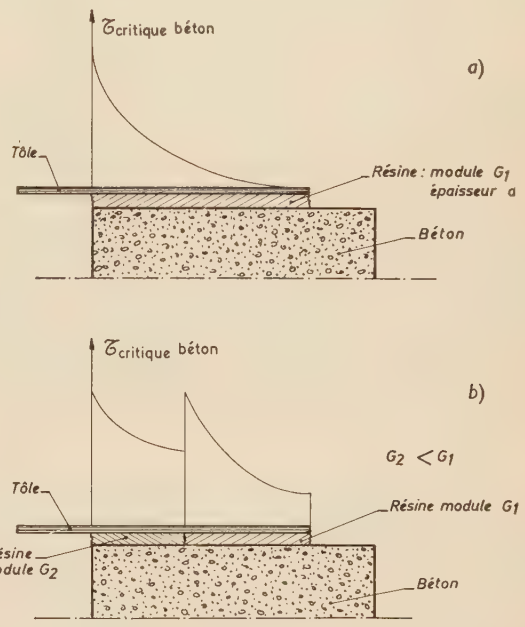


FIG. 15. — **Amélioration de la charge de rupture d'un collage par l'emploi d'au moins deux résines de module transversal différent.**

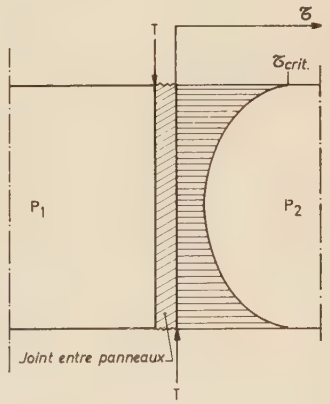


FIG. 16. — **Répartition de la contrainte théorique de cisaillement dans un joint entre panneaux lorsque ce joint possède un module transversal constant sur toute sa hauteur.**

ment constante sur toute la hauteur des panneaux, il sera nécessaire de faire varier le module transversal G du joint qui sera minimal pour $x = 0$ et $x = l$, et maximal pour $x = \frac{l}{2}$.

La solution la plus simple pour faire varier G dans ce cas est de faire varier la densité des armatures de couture.

Cela étant réalisé, l'effort tranchant que l'on pourra appliquer au joint des deux panneaux sera plus important que si G est constant sur toute la hauteur du joint, car $\tau_{critique}$ au moment de la rupture sera sensiblement constant sur toute la hauteur des panneaux, contrairement à ce que l'on peut constater sur la figure 16.

I.2. APPLICATION DE LA TECHNIQUE DU COLLAGE A LA CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BÉTON

L'un des problèmes les plus importants qui se pose à la construction mixte acier-béton est la résistance aux efforts de cisaillement ou efforts tangents qui se développent à l'interface acier-béton.

Ce problème est résolu actuellement par la présence de connecteurs métalliques qui assurent la liaison acier-béton. Ils sont généralement soudés sur la poutre métallique. Ce sont des butées rigides ou des ancrages. Ces connecteurs doivent à la fois être capables de résister :

— à l'effort de cisaillement qui existe entre les deux matériaux,

— à l'effort de soulèvement du béton par rapport à l'acier.

Cette liaison acier-béton peut encore être réalisée par un frottement qui est développé par une précontrainte transversale.

Ces procédés sont couramment utilisés dans le cas de poutres mixtes constituées d'un profilé en acier sur lequel on vient couler une dalle de béton; il est nécessaire d'y avoir recours car l'adhérence du béton sur l'acier est négligeable.

Dans le cas où l'on interpose une couche de colle (résine époxyde) entre l'acier et le béton, l'adhérence n'est plus négligeable et nous obtenons une liaison acier-béton capable de résister à la fois au glissement qui a tendance à se produire entre l'acier et le béton et de s'opposer au soulèvement de la dalle, car un tel collage peut aussi travailler en traction.

L'avantage du collage sur le procédé par connecteurs métalliques est que les contraintes sont parfaitement réparties sur toute la surface de l'aile du profilé et non pas concentrées en des points « durs » répartis le long du profilé.

La contrainte de cisaillement à l'interface colle-acier ou colle-béton est donnée par la formule connue (fig. 17-*a*).

$$\tau_{(y)} = \frac{T}{l} \frac{S_b}{I}. \qquad (15)$$

T effort tranchant

S_b moment statique de la section de béton par rapport au centre de gravité de la section

I moment d'inertie de la section

l largeur du collage.

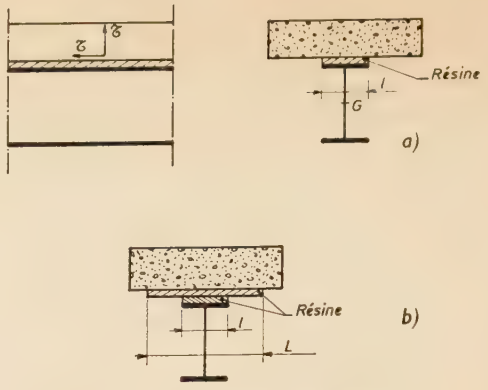


Fig. 17. — *a*) Réalisation par collage de la liaison entre la table de compression et le profilé métallique.

***b*) Amélioration de cette liaison par interposition d'une tôle de largeur L collée à la fois sur le profilé et sur la dalle.**

L'effort total de glissement par unité de longueur est alors :

$$g = T \frac{S_b}{I}.$$

Il faut rappeler tout de suite que, s'il y a rupture par cisaillement, la rupture aura lieu à l'interface colle-béton, dans le béton, puisque c'est parmi les trois matériaux employés celui qui est le plus fragile.

La formule (15) indique que plus la largeur de collage l sera grande et moins la contrainte de cisaillement τ_b sera élevée, toutes grandeurs égales par ailleurs. D'où l'idée d'interposer entre le béton et le profilé une tôle d'acier de largeur $L > l$ qui est collée sur l'un et l'autre (fig. 17-*b*) *.

Cette tôle intéressant une surface de cisaillement plus grande permet de prendre en compte un effort dû au glissement beaucoup plus important que dans le cas où la dalle de béton est directement collée sur la poutre métallique.

Pour comparer ce qui se passe réellement dans les deux cas de collage dont nous venons de parler, nous avons réalisé deux essais de « push out » qui ont été prévus comme le montre la figure 18.

I.2.1. Conception des essais et mesures

Essai n° 1, sans interposition de tôle entre le profilé et la dalle (fig. 19) :

Deux dalles de béton non armées D_1 et D_2 de $14 \times 50 \times 105$ cm ont été collées sur les ailes de deux éléments de profilé IPE 200, P_1 et P_2.

Essai n° 2 (fig. 20) :

La différence avec l'essai précédent est que les deux dalles D_1 et D_2 sont maintenant armées d'une tôle collée de 3 mm d'épaisseur sur l'une de leur plus grande face. On vient alors comme précédemment coller les dalles sur les éléments d'IPE 200, réalisant ainsi un collage acier-acier puisque tôles et IPE sont en contact.

L'ensemble est alors centré entre les plateaux d'une presse à l'aide de laquelle on applique une charge sur chacun des IPE 200. Cette charge est transmise au béton par cisaillement entre profilé et dalles.

* Ce procédé a fait l'objet d'un brevet pris par l'U.T.I.

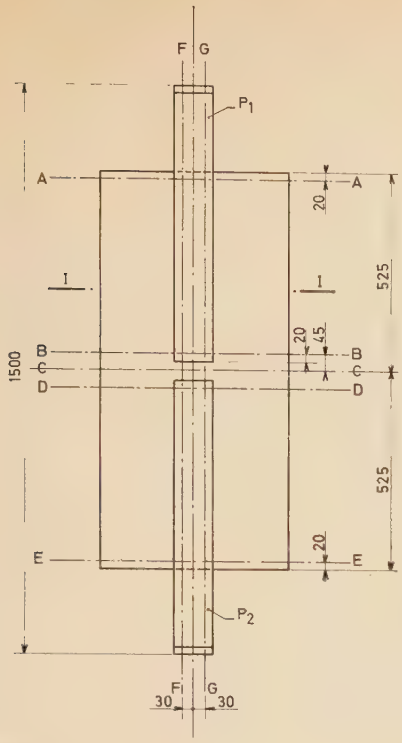


FIG. 19. — **Vue montrant un élément d'essai en place sans interposition de tôle.**

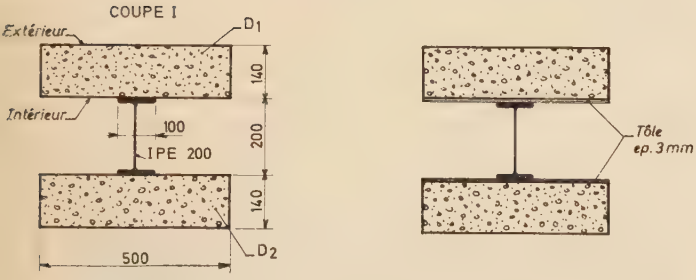


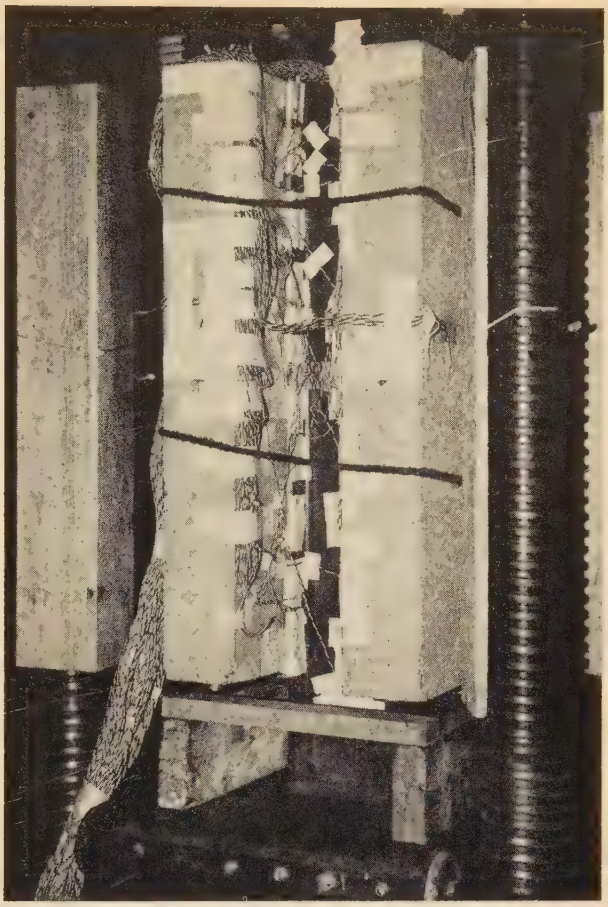
FIG. 18. — **Éléments d'essais de cisaillement en compression avec ou sans interposition de tôle entre le profilé et le béton.**

Si nous avons prévu cet essai symétrique par rapport à un plan coupant perpendiculairement l'axe vertical de l'ensemble et passant par son milieu, c'est dans le but d'éliminer toute interaction des plateaux de la machine sur le béton, qui aurait pu perturber les mesures.

Mesures et chargement :

Des mesures de déformation ont été effectuées tout le long des profilés métalliques tant sur l'âme que sur les ailes et sur le béton des deux dalles collées sur les demi-profilés. Pour ces mesures, on a utilisé des jauges électriques de déformation. L'emplacement des points de mesure est indiqué sur la figure 19. Le nombre important de ces points de mesure a nécessité l'utilisation d'un enregistreur à 200 voies.

Le chargement a été effectué par paliers de 2 t, les mesures étant faites à chaque palier.



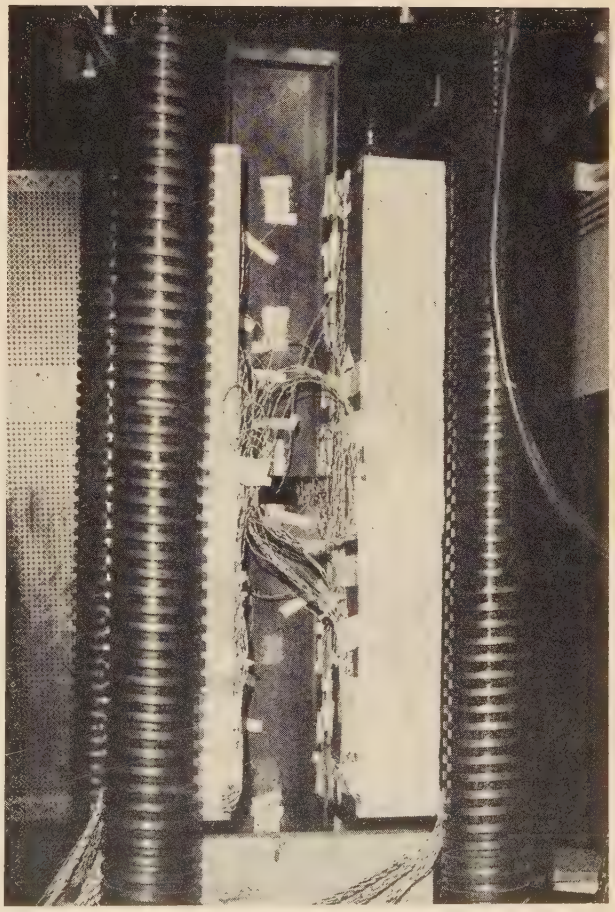


FIG. 20. — **Vue montrant un élément d'essai en place avec interposition de tôle.**

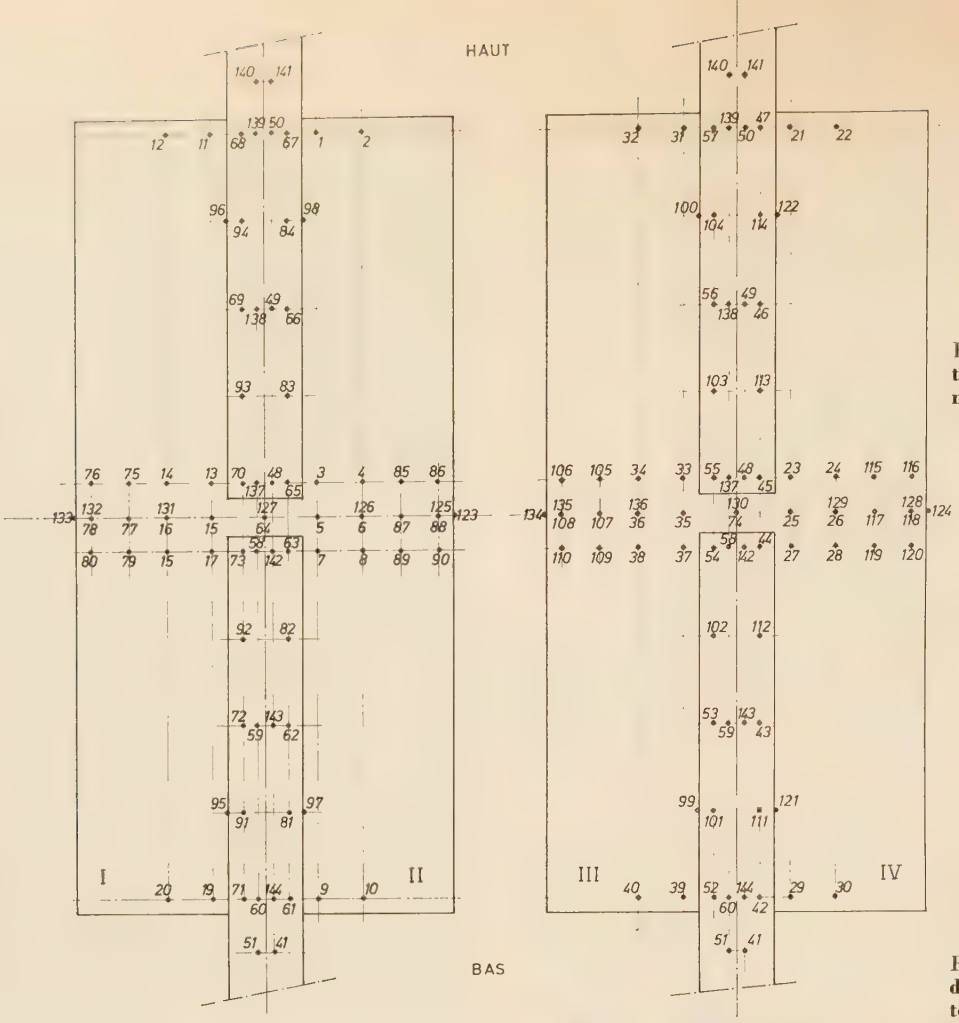


FIG. 21. — **Répartition des jauges de mesure sur l'élément d'essai.**

FIG. 22. — **Élément d'essai sans tôle interposée après rupture.**

I.2.2. Résultats des essais *

Essai sans interposition de tôle entre le béton et la poutre métallique :

Caractéristiques du béton employé :

$E = 290\,000$ daN/cm²

$\sigma'_b = 300$ daN/cm²

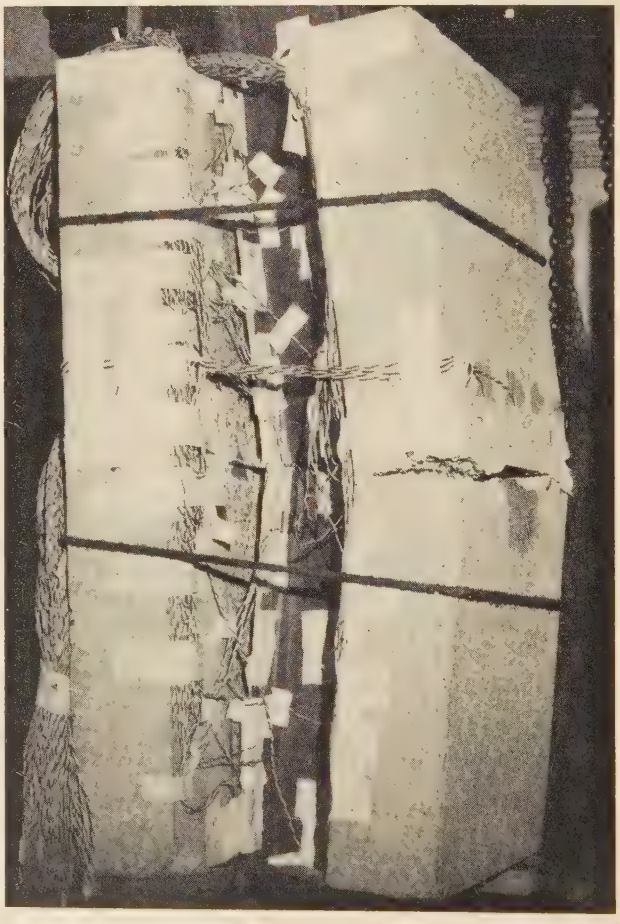
$\sigma_b = 17$ daN/cm²

charge de rupture = 24,7 t

d'où une contrainte moyenne de cisaillement $\tau_{moy} = 24{,}7$ daN/cm².

La rupture a eu lieu, comme on pouvait s'y attendre dans ce cas, à l'interface acier-béton (fig. 22). Elle a été brutale. La contrainte de cisaillement maximale τ_{max} au moment de la rupture a été de l'ordre de 55 daN/cm², ce qui correspond à la contrainte de rupture au cisaillement du béton, contrainte qui est comparable à la contrainte τ_l obtenue lors des essais de détermination de l'adhésivité tangentielle.

Toutes les déformations mesurées à chaque palier de charge ont été linéaires jusqu'à rupture, c'est pourquoi nous allons nous contenter ici de rendre compte du palier correspondant à la charge P = 20 t.



* La résine employée au cours de ces essais est la même que celle dont nous avons donné les caractéristiques en I.1.

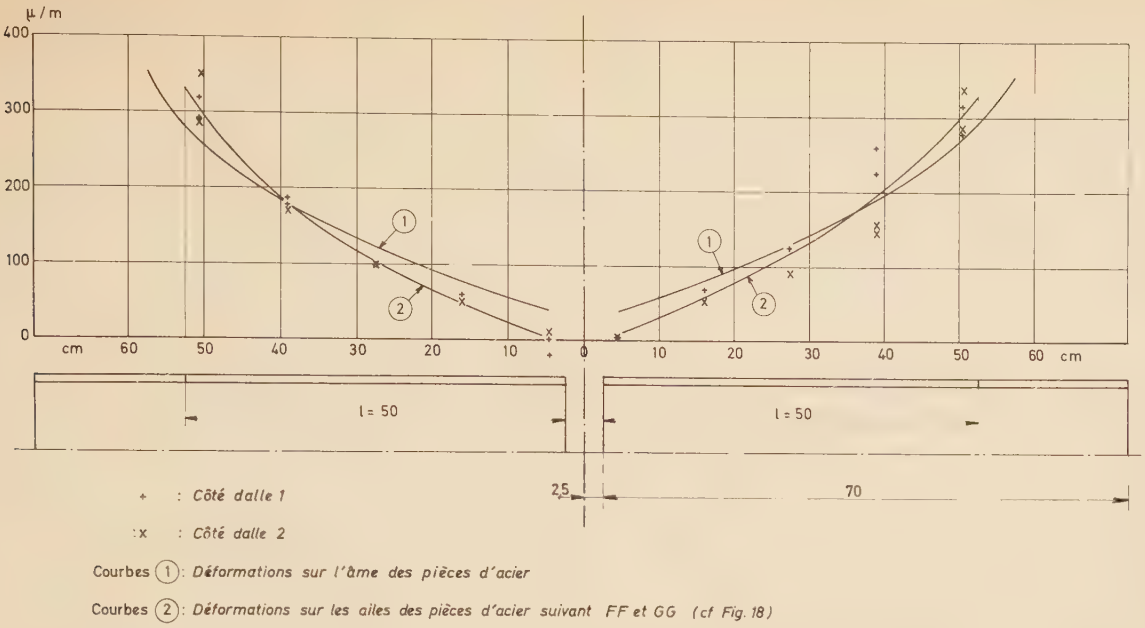


Fig. 23. — Essai sans tôle interposée. Charge 20 tonnes. Courbes de déformation mesurée sur les pièces d'acier.

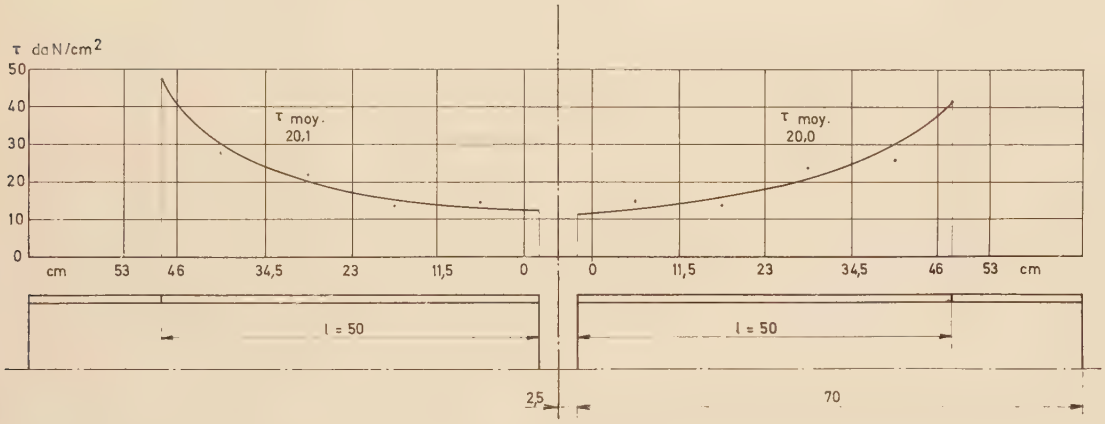


Fig. 24. — Essai sans tôle interposée. Charge 20 tonnes. Contraintes de cisaillement le long des surfaces de collage.

Sur la figure 23, est reportée la courbe moyenne des déformations mesurées sur l'acier. A partir de ces déformations, il est aisé de calculer, comme nous l'avons déjà fait, à l'aide de l'expression (15), la contrainte de cisaillement entre deux jauges de mesure espacées de Δx.

Ces contraintes de cisaillement apparaissent sur la figure 24. La contrainte moyenne de cisaillement est de 20 daN/cm², elle est égale à la contrainte moyenne calculée à partir de la charge P = 20 t. En effet, la charge de 20 t est reprise par une surface de cisaillement égale à $(50 \times 10)\ 2 = 1\ 000$ cm².

Si l'on fait un calcul théorique (voir annexe), en notant que dans toute coupe transversale à l'axe longitudinal de l'élément essayé on a cette fois $P_1 + P_2 = P$, on trouve pour $P_{(x)}$ et $\tau_{(x)}$ des expressions en ch dont la forme est retrouvée par les résultats expérimentaux des figures 23 et 24.

Dans ce calcul, nous faisons toujours l'hypothèse que les efforts normaux de compression sont uniformément répartis dans le profilé et les dalles. Si cette hypothèse est à peu près vérifiée en ce qui concerne l'acier, elle ne l'est plus du tout pour ce qui est du béton, comme le montre la figure 25, où l'on voit même apparaître des contraintes de traction dont la présence s'explique par le fait de la négligence de l'existence de moments.

Essai avec interposition d'une tôle de 3 mm d'épaisseur collée à la fois sur le béton et la poutre métallique :

Caractéristiques du béton :

$E = 350\ 000$ daN/cm²

$\sigma'_b = 400$ daN/cm²

$\sigma_b = 30$ daN/cm²

charge de rupture = 66 t, rupture brutale

contrainte moyenne de cisaillement = 66 daN/cm².

Pour cet essai, la rupture ne s'est pas produite à l'interface béton-tôle mais à l'interface profilé-tôle,

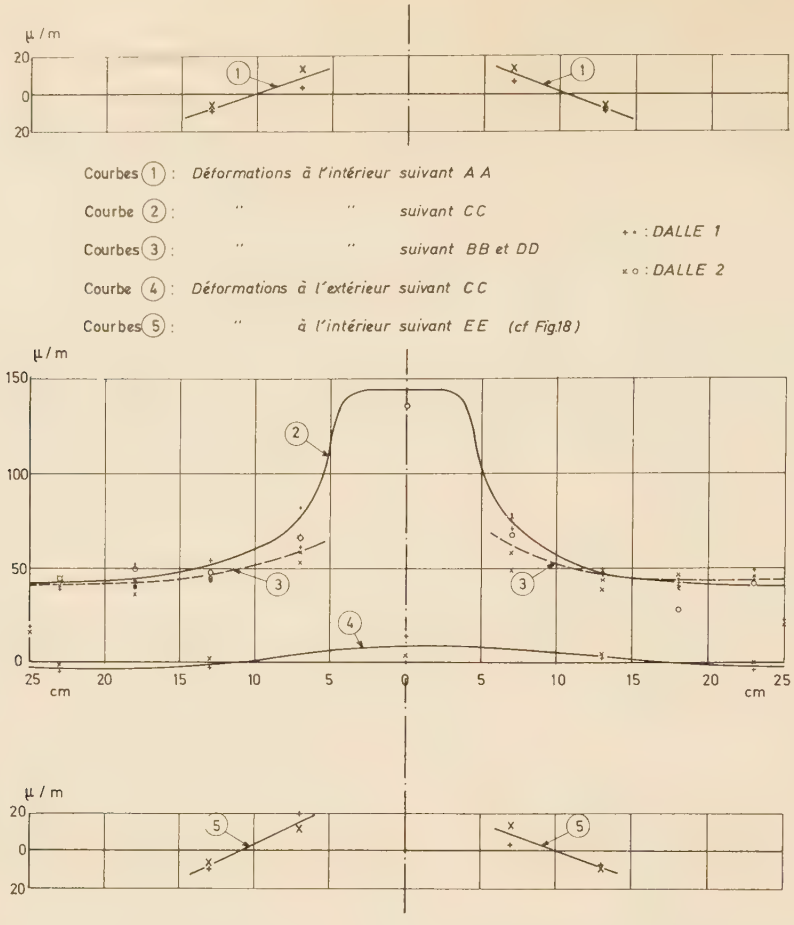


Fig. 25. — Essai sans tôle interposée. Charge 20 tonnes. Courbes des déformations mesurées sur le béton.

c'est-à-dire à l'interface du collage acier-acier (fig. 26). La contrainte maximale de cisaillement atteinte a été de l'ordre de 160 daN/cm². On retrouve bien la contrainte de cisaillement à rupture obtenue avec la même résine lors d'essais en traction de collages acier-acier par simple recouvrement.

Toutes les mesures effectuées à chaque palier de charge ont été parfaitement linéaires jusqu'à 8 t tant sur les profilés que sur les dalles. A partir de P = 8 t, les déformations mesurées à partir des jauges collées sur les dalles ne sont plus linéaires. Il en est très souvent ainsi pour les mesures effectuées sur l'acier à partir de P = 40 t.

Les figures 27 et 30 montrent la répartition des déformations mesurées sur l'acier pour les paliers de charge 8 et 20 t.

Les figures 28 et 31 indiquent la répartition des contraintes de cisaillement qui prennent naissance

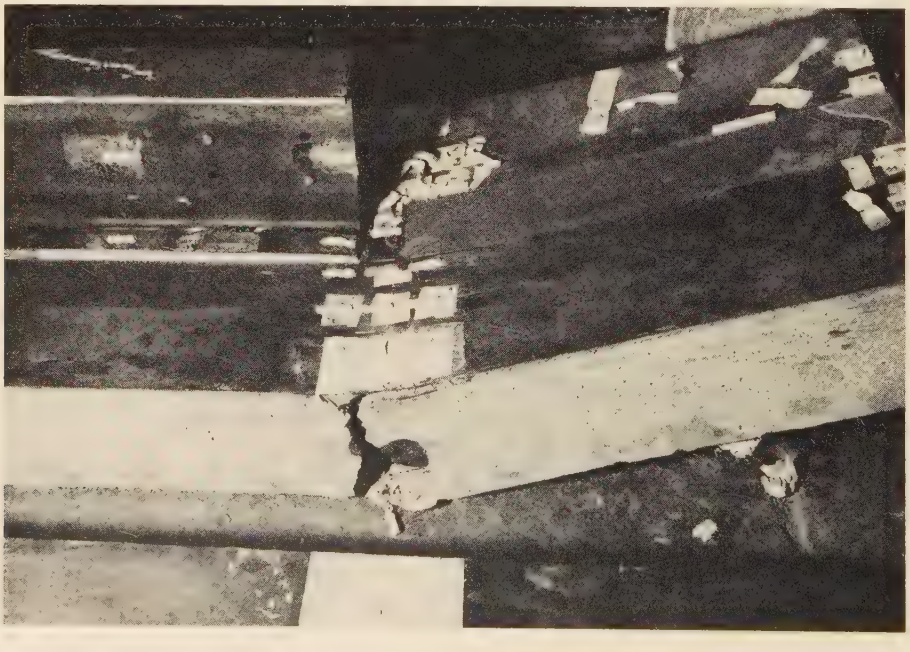


Fig. 26. — Vue de l'élément avec tôle interposée après rupture.

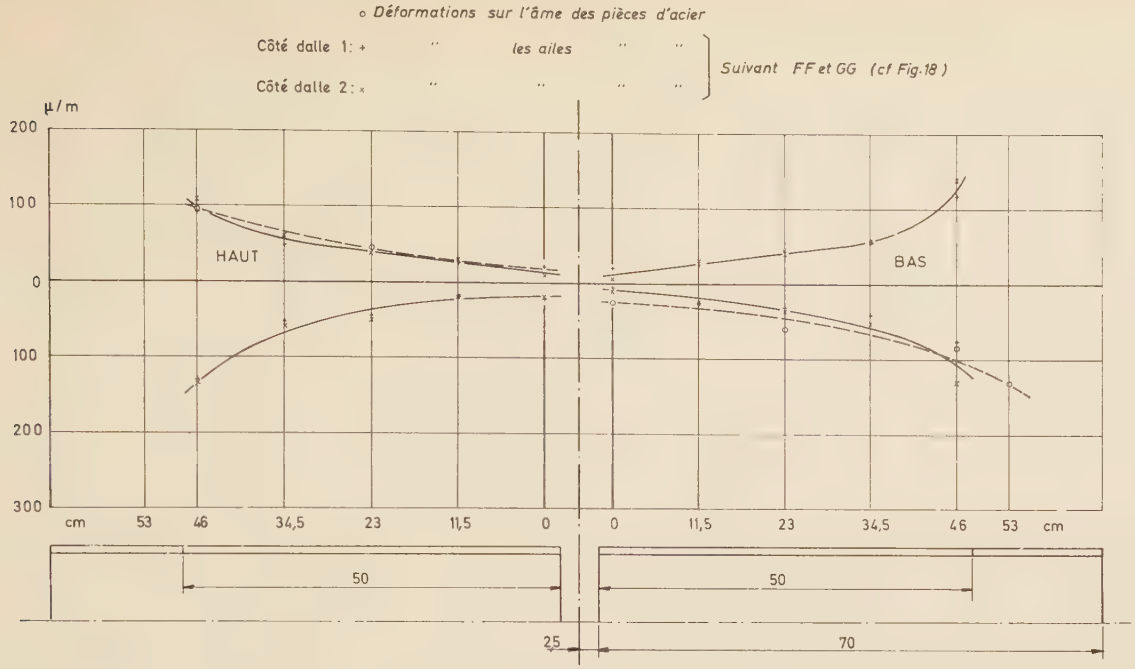


FIG. 27. — **Essai avec tôle interposée. Charge 8 tonnes. Courbes des déformations mesurées sur les pièces d'acier.**

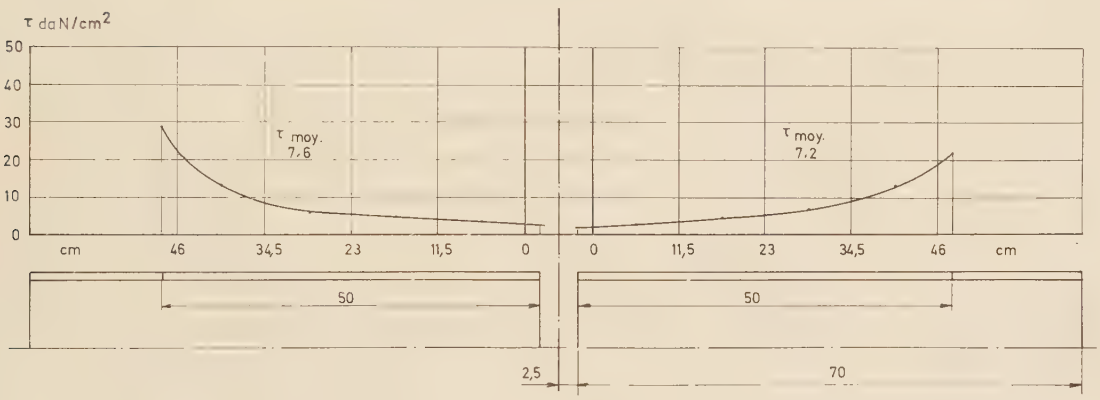
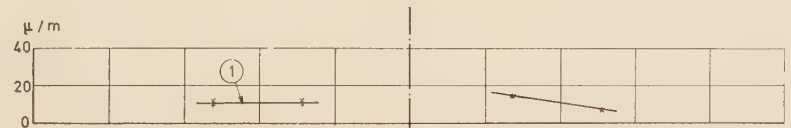


FIG. 28. — **Essai avec tôle interposée. Charge 8 tonnes. Contraintes de cisaillement le long des surfaces de collage.**



Courbes (1) : Déformations à l'intérieur suivant AA
Courbe (2) : " " " CC
• × △ DALLE 1
○ + ▽ DALLE 2
Courbes (3) : " " " BB et DD
Courbe (4) : " l'extérieur " CC
Courbes (5) : " l'intérieur " EE (cf Fig.18)

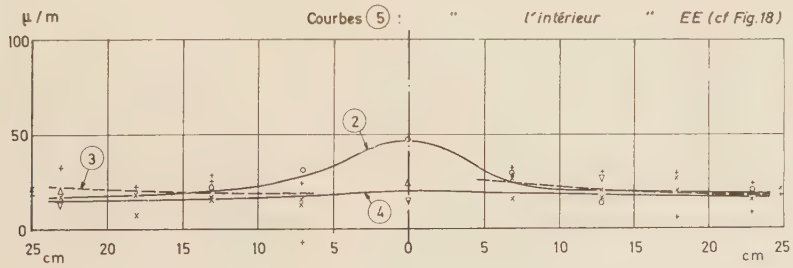
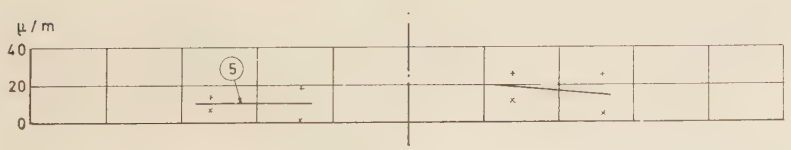


FIG. 29. — **Essai avec tôle interposée. Charge 8 tonnes. Courbes des déformations mesurées sur le béton et sur la tôle.**



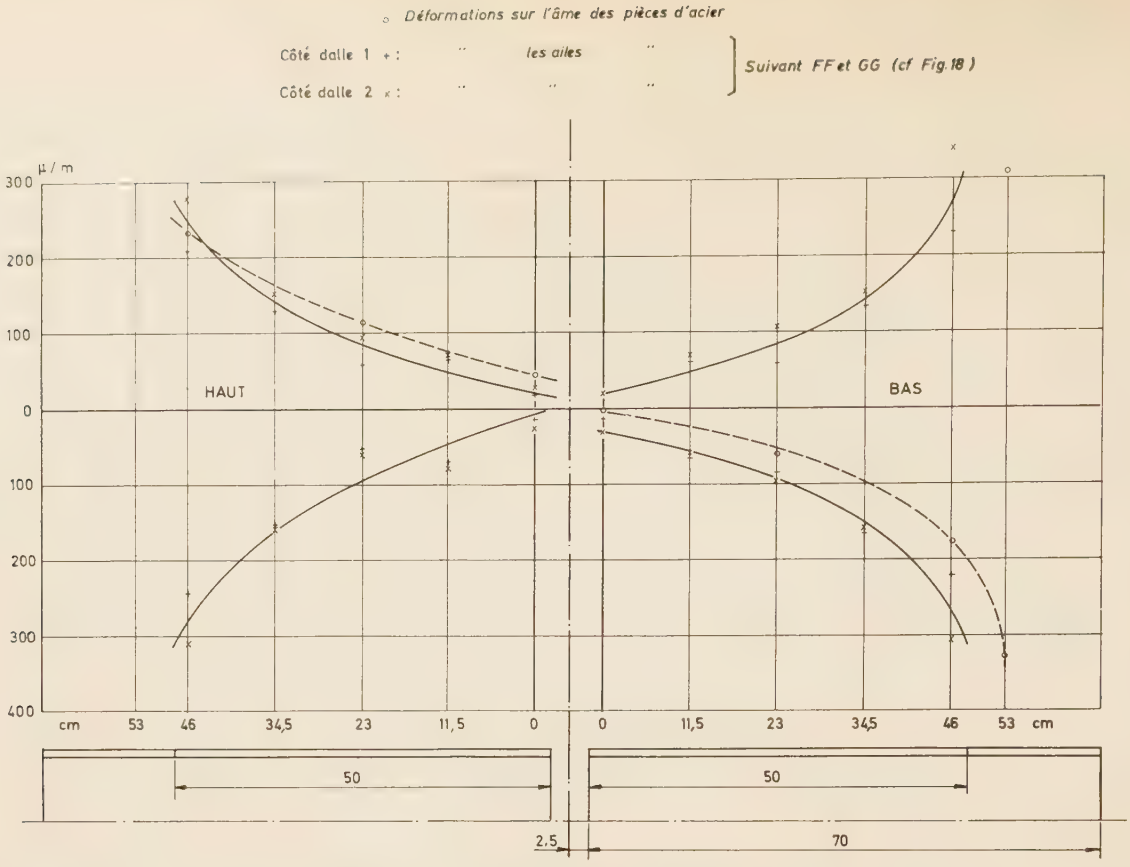


FIG. 30. — **Essai avec tôle interposée. Charge 20 tonnes. Courbes des déformations mesurées sur les pièces d'acier.**

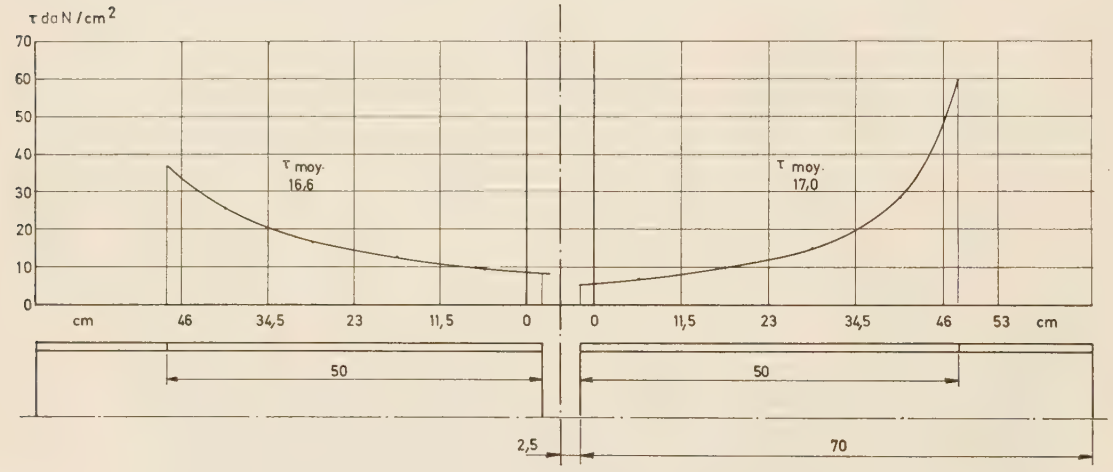


FIG. 31. — **Essai avec tôle interposée. Charge 20 tonnes. Contraintes de cisaillement le long des surfaces de collage.**

dans la colle à l'interface profilé-tôle pour les mêmes paliers. Remarquons ici que les contraintes de cisaillement moyennes données par l'essai sont de 7,4 et 16,8 daN/cm² alors que les contraintes théoriques moyennes sont de 8 et 20 daN/cm².

Les figures 29 et 32 indiquent les déformations lues suivant BB, CC et DD (fig. 18). Sur la figure 32, ces mesures apparaissent très distordues, cela peut s'expliquer par le fait que le centrage de l'élément d'essai entre les plateaux de la machine d'essai n'était peut-être pas rigoureusement exact et qu'ainsi on introduisait un moment parasite dans l'élément d'essai, ou que, sous l'effort de compression, la tôle, bien que collée sur le béton, enregistre des débuts de cloquages.

Conclusions

— Le premier fait important à retenir après ces deux essais est fourni par les chiffres bruts obtenus au moment de la rupture :

essai sans interposition de tôle, charge de rupture : 24,7 t

essai avec interposition de tôle, charge de rupture : 66 t

c'est-à-dire que l'interposition d'une tôle a permis de prendre en compte des efforts de cisaillement 2,7 fois plus importants sans que, lors du deuxième essai, nous ayons eu une rupture entre la tôle et le béton.

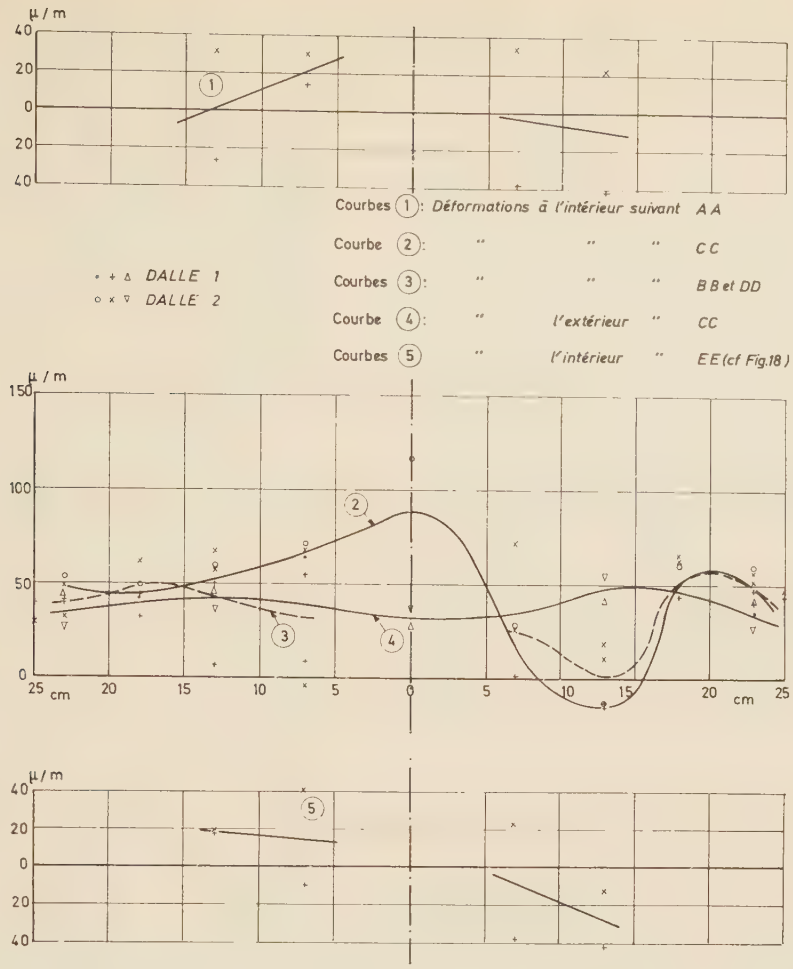


FIG. 32. — **Essai avec tôle interposée. Charge 20 tonnes. Courbes des déformations mesurées sur le béton ou sur la tôle.**

— La tôle remplit donc plusieurs rôles :

• celui d' « épanouir » la contrainte de cisaillement à l'interface tôle-béton;

• celui d'armer la dalle transversalement en traction, rôle important lors des applications.

— Dans des constructions courantes, on a fréquemment des contraintes de cisaillement de l'ordre de 15 à 20 daN/cm² alors que l'essai 1 a déjà donné $\tau_{max} \simeq 55$ daN/cm². Du seul point de vue technique, il apparaît donc possible d'appliquer cette méthode à la construction mixte.

I.2.3. Perspectives d'applications

Soulèvement de la dalle de béton par rapport aux profilés :

La résistance en traction du collage va s'opposer au soulèvement de la dalle par rapport au profilé, mais il se peut que cette résistance soit insuffisante. Dans ce cas, il faut augmenter la surface de collage de telle façon que l'effort de soulèvement puisse être repris par cisaillement. Il suffit pour cela de coller avant le coulage du béton une ou plusieurs cornières métalliques sur le profilé ou la tôle d'interposition (fig. 33).

Premières perspectives d'application des résultats acquis à la construction mixte acier-béton :

Nous citons ici quelques exemples qui ne sont pas limitatifs.

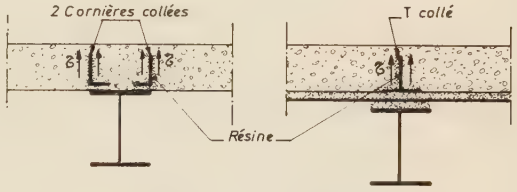


FIG. 33. — **Les cornières ou le fer à T collés sur le profilé ou sur la tôle interposée sont destinés à reprendre par cisaillement les efforts de soulèvement se développant dans la dalle.**

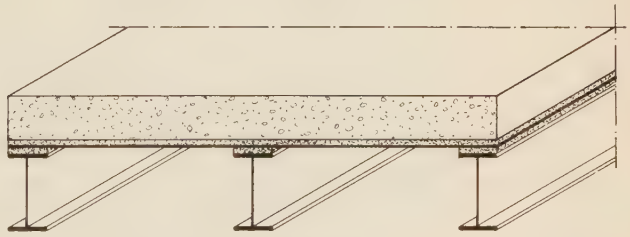


FIG. 34. — **Exemple de construction in situ dans lequel une tôle collée préalablement sur les profilés peut servir à la fois de coffrage et d'armature.**

— Constructions *in situ*, béton à coffrage portant :

La figure 34 montre un exemple de construction *in situ* pour lequel une tôle collée préalablement sur les profilés sert de coffrage portant. La tôle dûment préparée et encollée pourra alors recevoir l'épaisseur nécessaire de béton frais.

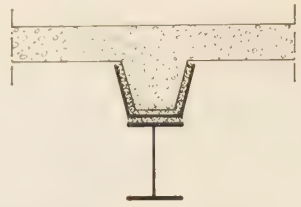


FIG. 35. — **Exemple d'une dalle à gousset dans lequel les efforts de liaison longitudinaux et de soulèvement sont repris par une tôle épousant la forme du gousset.**

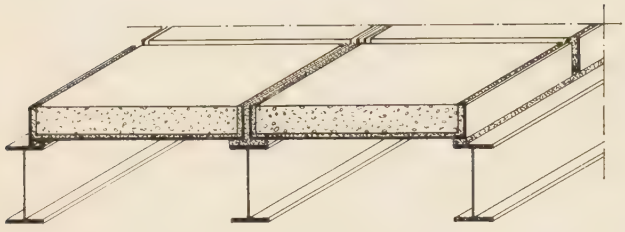


FIG. 36. — **Des dalles préfabriquées en béton plaqué peuvent être collées directement sur les profilés.**

Lorsque la dalle possède un gousset, la tôle interposée entre le béton et le profilé peut épouser la forme de ce gousset. La liaison par collage permet à la fois de répartir les efforts de cisaillement horizontaux et de reprendre les efforts de soulèvement (fig. 35).

— Préfabrication :

Les dalles peuvent être préfabriquées comme le montre la figure 36; le béton est coulé dans un coffrage en tôle en forme de U à large base, puis mis en place et collé sur les profilés, les ailes de la tôle en U reprenant, comme nous venons de le voir, les efforts de soulèvement.

I.3. APPLICATION DE LA TECHNIQUE DU BÉTON PLAQUÉ A LA RÉALISATION DE VOILES MINCES

Cette nouvelle application de la technique du béton plaqué à la réalisation de voiles minces est une extension du brevet UTI-L'HERMITE concernant le collage d'armatures lamellaires métalliques sur le béton et le béton à coffrage portant.

I.3.1. Technique du béton plaqué

Sur une tôle préalablement encollée, tôle qui est destinée à remplacer les armatures habituelles de béton armé, on coule une couche de béton frais, on obtient après prise du béton une dalle armée. Si l'on veut fabriquer une poutre, il suffit que la tôle soit formée en U par exemple. La poutre ainsi obtenue est à la fois armée à la flexion et à l'effort tranchant.

I.3.2. Technique du béton plaqué appliquée à la construction d'un voile mince

Si l'on veut réaliser un voile mince à partir d'une tôle généralement plane, il est nécessaire de donner à celui-ci une surface développable. C'est pourquoi, dans une première étape, il a été réalisé et essayé une voûte mince circulaire en béton plaqué, ou plutôt en mortier plaqué.

Le but premier de l'essai était avant tout de se rendre compte des difficultés de réalisation puis d'essayer la voûte sous l'action de charges verticales.

Les dimensions de cette voûte mince circulaire étaient les suivantes :

portée	5,20 m
flèche à la clef	1,30 m
rayon	3,24 m
largeur	98 cm
épaisseur	tôle de 2 mm + 4 cm de mortier.

La tôle ayant été disposée sur un cintre en bois, elle a été encollée, puis le mortier a été uniformément régalé sur 4 cm d'épaisseur comme prévu. Après prise du mortier, deux tirants en duralumin de 20 mm de diamètre ont été disposés afin de lier les deux appuis; on a donc réalisé ainsi un arc à deux articulations (fig. 37).

FIG. 37. — **Préparation en laboratoire d'une voûte mince en béton plaqué.**

Chargement. Mesures :

Deux charges verticales égales ont été placées au 1/3 et aux 2/3 de la portée. Ces charges étaient uniformément réparties dans le sens de la largeur au moyen de deux profilés métalliques. Des mesures de déformation suivant les directrices de l'arc ont été effectuées sur la tôle au moyen de jauges à fil résistant et par déformètre à comparateur sur le béton.

La poussée était mesurée sur les tirants en duralumin par des jauges à fil résistant.

I.3.3. Comportement de la voûte mince avant essai.

Le mortier utilisé était composé de sable de Seine fin, dosé à 500 kg de ciment CPA 400 par m³ avec une quantité d'eau de 290 l par m³.

Avant l'essai, il a été constaté dans le mortier des fissures de retrait; ces fissures ont été injectées à la résine. Avec l'emploi d'un tel mortier, nous nous attendions à un retrait assez important malgré les précautions qui avaient été prises après les opérations de mise en œuvre.

La figure 38 montre la voûte placée sous la presse avant essai. On remarquera le système de chargement et les deux tirants permettant de reprendre les efforts de poussée, ainsi que les jauges à fil résistant placées en intrados et les bases de mesure d'extrados déterminées par des billes d'acier collées sur le béton (base 20 cm) qui permettent la lecture au déformètre à comparateur sur les directrices externes.

Les appuis sont posés chacun sur un rouleau qui permet la rotation. On définit ainsi un arc à deux articulations dont on peut calculer les contraintes en tout point, compte tenu du système de chargement choisi.

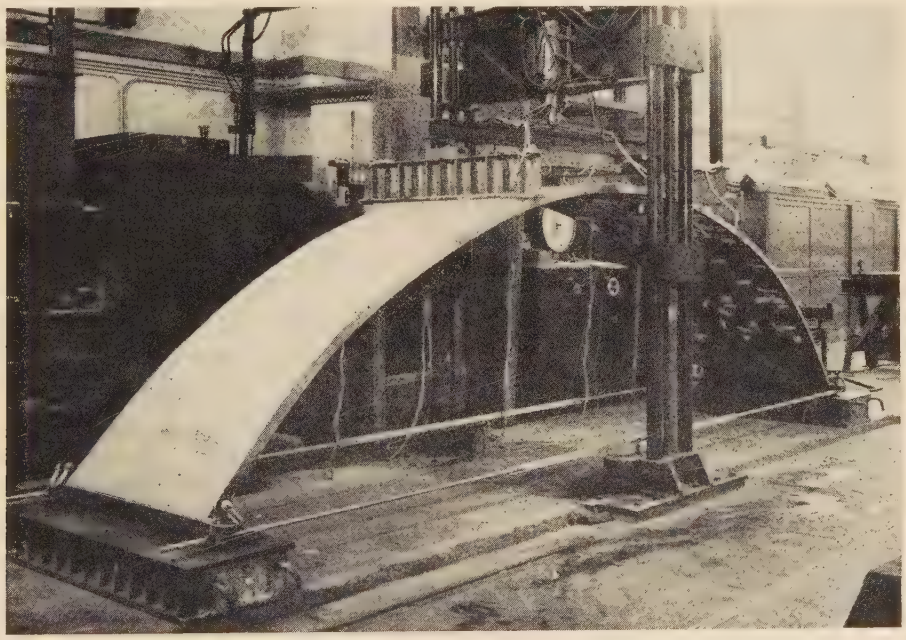


Fig. 38. — La voûte mince et son système de chargement avant essai.

I.3.4. Comportement de la voûte mince pendant l'essai

— Palier de 500 daN :

Des mesures ont été effectuées pour un premier palier P = 500 daN. La figure 39 résume l'exploitation de ces mesures. On peut y comparer les contraintes théoriques avec les contraintes expérimentales et constater que les résultats obtenus sont très bons eu égard aux hypothèses élastiques habituelles qui ont été faites pour déterminer la répartition théorique des contraintes tant sur l'intrados que sur l'extrados.

— La charge a alors été augmentée et pour P = 680 daN, une fissure a traversé toute la largeur de l'extrados de l'arc comme le montre la figure 40, à l'abscisse x = 92 cm, abscisse pour laquelle les contraintes de traction dans le mortier sont maximales. Si l'on interpole entre les valeurs mesurées des contraintes de part et d'autre de l'endroit de la fissure pour la charge de 500 daN, on trouve une valeur de 24 daN/cm². En extrapolant pour la charge de 680 daN on trouve σ_{bt} = 33 daN/cm² et, compte tenu du poids propre, σ_b = 35 daN/cm². Cette valeur correspond à la résistance à la traction du mortier de l'arc déterminée sur éprouvettes 4 × 4 × 16 découpées et essayées après cet essai. On a pu augmenter la charge jusqu'à P = 1 270 daN, charge pour laquelle une nouvelle fissure a eu lieu (fig. 40).

— La valeur mesurée de la poussée pour P = 500 daN est de 490 daN alors que la valeur calculée serait de 575 daN. On peut attribuer la différence constatée à l'existence d'un frottement entre les rouleaux et leurs supports.

I.3.5. Conclusions et perspectives

Nous avons vu que la charge de rupture de l'arc essayé a été limitée par la résistance à la traction

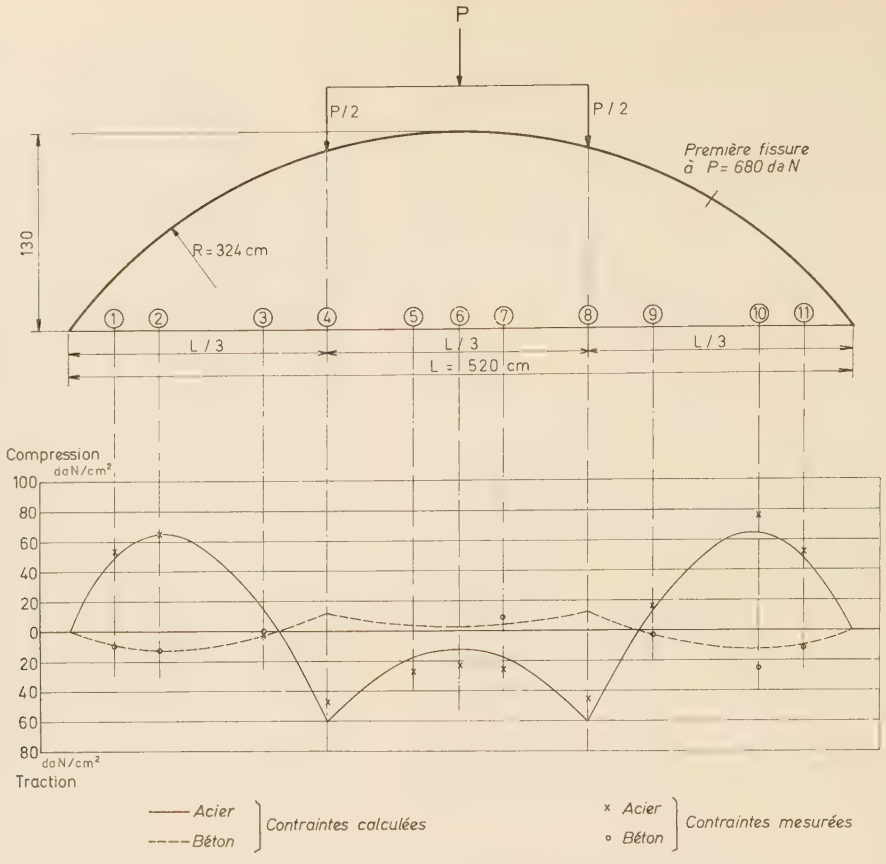


Fig. 39. — Comparaison entre les contraintes théoriques et les contraintes mesurées dans la voûte pour une charge de 500 kg.

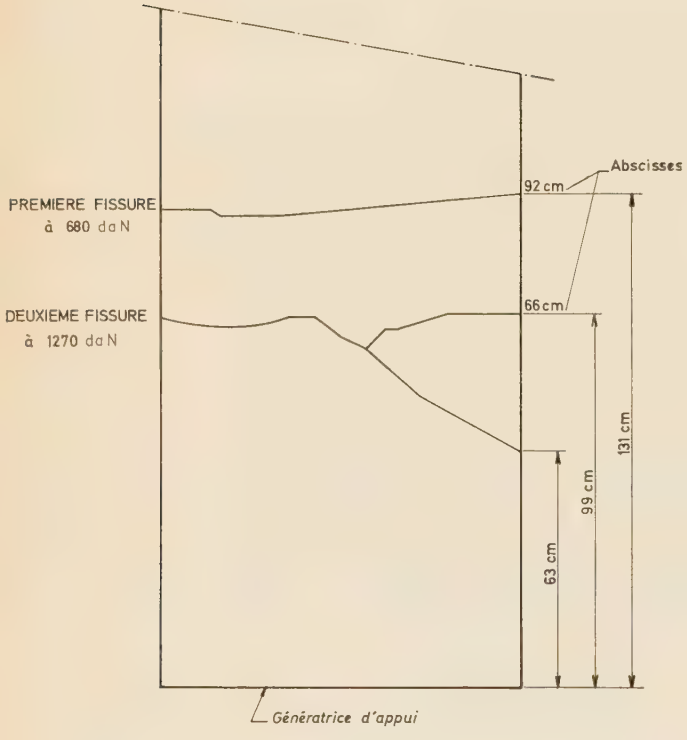


Fig. 40. — Disposition des fissures sur l'extrados de la voûte en fonction de la charge P.

du mortier. C'est délibérément que nous n'avons pas armé les reins de l'arc en traction.

Mais il est possible de les renforcer par collage de bandes de tôles disposées suivant les directrices d'extrados, bandes qui peuvent être appliquées sur le béton lorsqu'il est encore frais ou lorsqu'il est durci. Ce renforcement de l'extrados permettrait de faire supporter à cet arc une surcharge bien plus importante.

De cet essai, on peut dire que, compte tenu de certaines précautions prises quant au retrait, la technique du béton plaqué peut être étendue aux voiles minces.

Quels sont les avantages présentés par cette technique?

— L'épaisseur du béton d'enrobage des armatures n'existe pas ici. Cet aspect prend une signification particulière lorsqu'il s'agit de voile mince pour lequel l'enrobage devient important par rapport à l'épaisseur du voile. On obtient donc avec une armature extérieure une construction plus légère.

— La tôle d'armature évite d'avoir à mettre en œuvre des coffrages continus très évolués qui coûtent cher. Il est possible de prévoir différents dispositifs de mise en place des tôles si la construction a lieu *in situ* en utilisant, en particulier, des aimants permanents. La préfabrication de voiles minces peut être envisagée par collage de leurs éléments constitutifs.

Nous avons vu que l'on pouvait coller des bandes de tôle sur le béton aux endroits où des moments négatifs apparaissent. On arrive ainsi très vite à concevoir un élément sandwich acier-béton-acier, et pourquoi pas acier - plastique expansé - acier ou aluminium - nids d'abeille - aluminium, etc. Il suffit que les matériaux choisis aient les propriétés requises par l'application prévue.

II. TYPES DE RENFORCEMENTS COURAMMENT RÉALISÉS. RENFORCEMENT D'ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION PAR COLLAGE D'ARMATURES LAMELLAIRES : PRINCIPES

Les types d'application concernant les techniques de collage sont déjà assez nombreux. Nous allons les passer en revue en nous attardant sur l'application la plus demandée, celle du renforcement d'éléments de structures par tôles collées.

II.1. LE BÉTON PLAQUÉ

Nous avons donné un exemple de cette technique avec la fabrication d'un voile mince à directrice circulaire. M. L'Hermite en a donné un autre, lors d'une de ses conférences *. Il s'agissait de couvrir un large caniveau par des dalles qui ont été réalisées en coulant directement le béton frais sur une tôle préalablement préparée et encollée, et devant supporter les charges roulantes des essieux de camions.

II.2. RENFORCEMENT DE PLANCHERS EN BÉTON ARMÉ PAR UNE DALLE MINCE CONTRECOLLÉE

L'intérêt d'ajouter une épaisseur de béton sur un plancher nervuré habituel réside dans l'augmentation du bras de levier du couple élastique lequel prend naissance sous l'action des surcharges dans la dalle et dans les nervures. Dans cette dalle contrecollée, on peut en outre placer des armatures en moment négatif qui, convenablement disposées, diminuent les moments en travée appliqués à la dalle et aux nervures.

Bien entendu ces deux avantages peuvent être annulés par le poids mort de la contre-dalle. Dans ce cas, cette solution est à rejeter.

La technique employée est la suivante :

Le béton ancien est dégagé de toute chape éventuelle puis sa surface est traitée, de préférence par sablage, afin de le nettoyer et de faire disparaître tous les éléments qui n'auraient pas une adhérence suffisante; le sol est ensuite parfaitement dépoussiéré. On dispose à une hauteur convenable du sol les armatures que l'on veut ajouter en moment négatif et un treillis soudé généralisé dans le but de reprendre les efforts dus au retrait du béton de la dalle additionnelle. Puis on applique par projection une couche de résine d'environ 8/10 mm d'épaisseur; on attend que cette résine devienne poisseuse pour venir couler le béton frais (si la résine est appliquée à la main, on mettra le ferraillage en place après son application).

II.3. RENFORCEMENTS DE BALCONS OU DE VOLÉES D'ESCALIERS PRÉFABRIQUÉES

Nous n'insisterons guère sur ce genre, classique, de renforcements. La section d'armatures de renforcement à mettre en place ayant été déterminée, nous choisissons dans la plupart de ces cas de placer des aciers ronds Adx ou HA dans des saignées réalisées dans le béton. Les aciers ayant été brossés énergiquement ou sablés, on les enduit d'une couche de primaire époxyde afin de les protéger contre la corrosion.

Une fois les saignées réalisées, elles sont enduites de résine et on place l'acier dans sa position finale après l'avoir enduit lui aussi d'une couche d'accrochage. Lorsque cette couche est poisseuse, on bourre la saignée avec un mortier de résine. Le sable choisi est un sable sec livré en sacs.

II.4. RENFORCEMENT D'ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ OU PRÉCONTRAINT PAR COLLAGES DE TOLES EXTÉRIEURES

Nous allons traiter assez largement ce type d'application et les problèmes pratiques qu'il implique, tant en ce qui concerne la conception que pour ce qui est de la réalisation. Cette technique est maintenant devenue courante.

II.4.1. Méthode de calcul : détermination de la section d'acier nécessaire pour résister à un moment M appliqué à une section quelconque d'une poutre, compte tenu des armatures existantes (fig. 41)

Le moment M étant dû à l'action du poids propre et à l'action des surcharges :

$$M = M_p + M_s$$

si l'on ne vient pas soulager la poutre ou l'élément défectueux avant renforcement, la contrainte dans les aciers existants de section A est égale à σ_{a_1}, cette contrainte est due à l'action du poids propre.

La poutre étant soumise à cette seule action on vient la renforcer en lui ajoutant une section d'acier A_R, on a donc :

$$\sigma_A = \sigma_{a_1}$$
$$\sigma_{A_R} = 0$$

Après renforcement, si nous appliquons à la section considérée le moment M_s dû à l'action des

* *Annales I.T.B.T.P.*, novembre 1967, BBA/93.

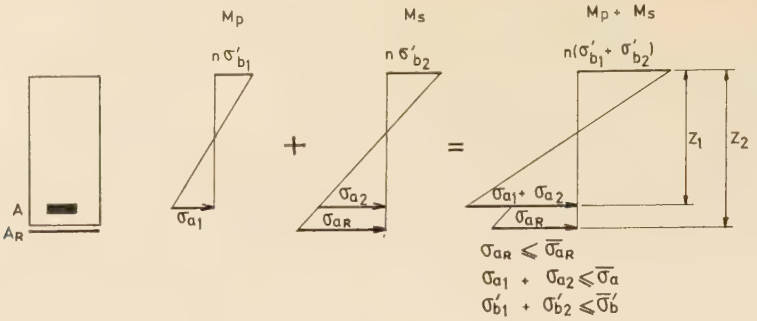


FIG. 41.

surcharges, la contrainte dans les aciers existants croît de σ_{a_2} et la contrainte dans les aciers de renforcement passe de 0 à σ_{a_R}. Compte tenu de la différence de longueur des bras de levier des couples élastiques des différentes sections d'acier, on a $\sigma_{a_R} > \sigma_{a_2}$ ($Z_1 < Z_2$).

En définitive, on doit vérifier que, sous l'action de $M_p + M_s = M$, on ait :

$$\left.\begin{array}{l} \sigma_{a_1} + \sigma_{a_2} \leqslant \bar{\sigma}_a \\ \sigma_{a_R} \leqslant \bar{\sigma}_{a_R} \\ \sigma'_{b_1} + \sigma'_{b_2} \leqslant \bar{\sigma}'_b \end{array}\right\} \text{(I)}$$

Les relations (I) limitent les possibilités de renforcement. $\sigma_{a_R} < \sigma_{a_1} + \sigma_{a_2}$ conduit, dans tous les cas de renforcement auxquels nous avons eu affaire, à choisir des tôles de renfort dont la limite élastique était égale à 24 ou 27 daN/cm², alors que les aciers existants ont généralement une limite élastique de 42 daN/cm². On peut quelquefois arriver à faire travailler les aciers existants et les aciers de renfort à une valeur très proche de leur contrainte admissible.

Le calcul à la rupture est aussi possible, bien entendu, et nous y avons eu recours dans plusieurs applications.

II.2.4. Action de l'effort tranchant. Renforcement

Le renforcement d'une poutre sous l'action de l'effort tranchant est réalisable par ce même procédé de collage. Les tôles sont alors collées sur les joues (fig. 42). Elles sont formées avec une aile en retour qui vient s'appliquer par collage sur l'armature longitudinale précédemment mise en œuvre.

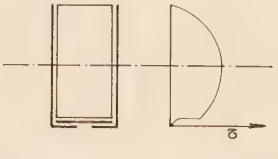


FIG. 42. — **Section d'une poutre rectangulaire armée par collage d'armatures lamellaires.**

Si ces tôles sont continues tout le long de la poutre, elles participent bien sûr à la résistance en flexion, mais elles ont surtout pour but de reprendre les efforts de cisaillement dus à l'effort tranchant.

Nous pouvons faire ici une analogie avec la construction mixte béton-acier. Les efforts de compression dans la section sont repris par le béton comprimé, l'effort tranchant et les efforts de traction par les tôles collées sur les joues et sur la sous-face de la poutre.

Le calcul de ces tôles revient à dimensionner une âme métallique. L'épaisseur de cette âme est déterminée par trois conditions :

— Résistance au cisaillement.

Pour ce qui est de la résistance au cisaillement, compte tenu de la nature de l'acier des tôles d'âme, il est facile de dimensionner leur épaisseur.

— Résistance au flambement.

Les tôles étant collées sur le béton, elles ne peuvent pas flamber ou se voiler.

— Résistance à la corrosion.

Les tôles seront protégées extérieurement contre la corrosion. On sait, d'autre part, qu'intérieurement elles le sont par couche de primaire ainsi que par la couche de résine servant au collage.

Généralement, dans le cas des applications pratiques, le taux d'effort tranchant dont on doit tenir compte dans le renforcement est faible; il est le plus souvent maximal aux appuis. Quoi qu'il en soit, pour simplifier la réalisation, les tôles de joues sont collées élément par élément, tel que le montre la figure 43.

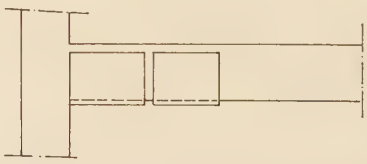


FIG. 43. — **Les tôles d'effort tranchant peuvent être collées élément par élément.**

Il existe donc un certain espace entre les tôles, de l'ordre de quelques millimètres. Les tôles jouent de nouveau le rôle d'âme. Ces éléments étant le lien entre la partie travaillant en compression (béton) et la partie travaillant en traction (acier).

A l'endroit où les tôles de joue sont interrompues, compte tenu de l'hypothèse habituelle de la formation d'une fissure inclinée à 45° sous l'effet de l'effort tranchant, la fissure probable est gênée dans son ouverture par la présence de la tôle.

A l'endroit de cette fissure probable, si nous avons à renforcer l'élément à l'effort tranchant sous un

effort ΔT, il faut vérifier que la section de la tôle recouvrant cette fissure est suffisante pour résister à ΔT et que la surface de collage située de part et d'autre de la fissure est elle aussi suffisante pour assurer la résistance du collage. La contrainte de cisaillement admissible prise en compte dans le collage étant déterminée à partir des mesures d'adhésivité tangentielle.

Dans le cas où l'élément à renforcer est une poutre en T, h_0 étant l'épaisseur de la dalle, il arrive que l'axe neutre de la section se trouve dans la dalle ou très peu en dessous (fig. 44).

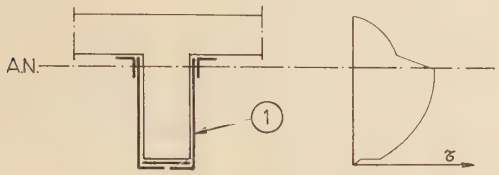


Fig. 44. — Section d'une poutre en T renforcée par collage d'armatures.

De ce fait, les éléments de tôle (1) ne sont plus collés sur le béton comprimé mais uniquement sur le béton tendu.

La contrainte τ maximale sur l'axe neutre qui se trouve sensiblement à la jonction de la dalle et de l'âme est reprise par les tôles de joues, compte tenu des armatures transversales existantes.

Dans ce cas, comme dans celui que nous venons de voir, l'ouverture des fissures est empêchée par l'action des tôles collées sur les joues des poutres et/ou des cornières collées sous la sous-face de la table de compression.

Nous avons noté que les tôles collées sur les joues des poutres ont une forme en L dont la petite aile vient s'appliquer sur la tôle de flexion. L'intérêt de cette disposition est important. En effet, la membrure travaillant en traction étant solidaire de l'âme métallique rapportée, toute fissure qui, sous l'effet de l'effort tranchant, pourrait s'étendre de la face tendue près d'un appui à la face comprimée près d'un point de chargement, ne pourra pas se former. La rupture par fendage diagonal, bien connue pour des portées relatives d'effort tranchant comprises entre 4 et 7, ne pourra se produire (si a est la distance comprise entre l'appui et la charge appliquée à la poutre et h la hauteur utile de la poutre, le rapport a/h est dit portée relative d'effort tranchant).

Cette région de l'âme des poutres qui est très sensible en béton armé ne l'est plus en béton plaqué.

II.4.3. Ancrage des tôles longitudinales de renforcement

Même si la section existante des armatures longitudinales aux appuis est suffisante pour résister à l'action de l'effort tranchant aux appuis, même s'il n'apparaît pas nécessaire de renforcer sous l'action de cet effort, il est indispensable de coller, le plus près possible du nu des appuis, des tôles de joue (2) (fig. 45) qui reportent par cisaillement sur les joues de la poutre les efforts de traction pouvant se développer à cet endroit dans la tôle constituant l'armature longitudinale.

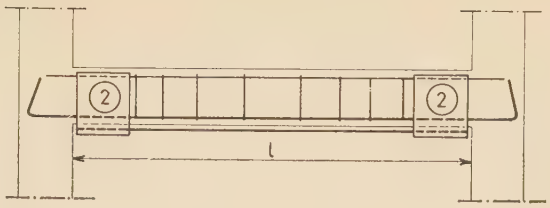


Fig. 45. — Les tôles (2) reportent par cisaillement sur les joues des poutres les efforts de traction prenant naissance aux appuis sous l'effet de l'effort tranchant dans la tôle constituant l'armature longitudinale.

Cette précaution est absolument impérative car, lorsque des aciers ronds noyés dans le béton rompent l'adhérence qui les lie à celui-ci, on peut encore compter sur un certain coefficient de frottement entre l'acier et sa gaine de béton. Dans le cas d'un collage, si l'adhésion est rompue, il y a rupture brutale. C'est pour éviter cela que cette précaution a toujours été prise dans les renforcements que nous avons conseillés.

Nous n'avons parlé ici que des principales vérifications à effectuer lors d'un renforcement par collage. Toutes les autres vérifications habituelles doivent être faites bien entendu.

Le renforcement *in situ* d'éléments en béton armé ou béton précontraint est maintenant une technique qui commence à être éprouvée. Cependant, pour prévoir un renforcement optimal, il est nécessaire de connaître parfaitement tous les paramètres de l'élément à renforcer :

qualité du béton,

nuance et disposition des aciers en place,

charges appliquées.

Si les plans en possession du projeteur sont incomplets pour des raisons diverses, il est nécessaire d'appeler le laboratoire d'essais pour effectuer par exemple :

— une auscultation dynamique pour déterminer le module et la résistance du béton,

— une détermination de la résistance à la traction du béton en place,

— une détermination ou vérification de la disposition et des diamètres des armatures (pachomètre, gammagraphie, sondages, etc.).

Toutes dispositions nécessaires doivent donc être prises afin de concevoir un renforcement sûr.

Il est toujours plus difficile de reprendre un ouvrage ou un élément en sous-œuvre que de le concevoir car la liberté de manœuvre est beaucoup plus faible et la réflexion demandée plus importante.

II.4.4. Application pratique de la technique

Si la conception d'un renforcement par collage d'armatures lamellaires sur des éléments en béton est, comme toute reprise en sous-œuvre, importante, son application et sa réalisation ne le sont pas moins. Elles requièrent toute la compétence et toute la conscience des personnes qui en sont chargées.

II.4.4.1. *Préparation des surfaces des subjectiles acier et béton :*

Un grand nombre de propriétés physico-chimiques encore mal connues sont à la base des phénomènes que l'on constate à la surface des solides ou plus exactement à l'interface solide-gaz, solide-liquide ou liquide-liquide. La résistance d'un joint collé dépend avant tout des forces d'attraction moléculaires existant entre le subjectile et l'adhésif, c'est-à-dire du phénomène d'adhésion.

Pour ce qui est de l'échelle macroscopique qui nous concerne particulièrement lors des applications, les forces d'attraction moléculaires entre l'adhésif et le subjectile dépendront de certains facteurs : propreté, rugosité, planéité.

— Propreté :

Les surfaces des subjectiles à solidariser par l'intermédiaire d'un adhésif devront être débarrassées des éléments peu résistants qui gêneraient un mouillage parfait de la surface du subjectile par l'adhésif et en diminueraient l'adhésion. Ces éléments peu résistants peuvent être des gaz, des liquides, de la poussière, ou des solides de faible résistance mécanique qui tous contaminent la surface.

— Rugosité :

La rugosité est une propriété des surfaces importante à prendre en considération car elle influe à la fois sur les propriétés de mouillage de la surface au cours de l'application de la résine sur le subjectile et sur les propriétés mécaniques par le fait que la rugosité augmente la surface de contact entre le subjectile et l'adhésif.

Il a été suggéré par plusieurs chercheurs, et en particulier par Wenzel, que les propriétés de mouillage d'une surface solide doivent être directement proportionnelles à la rugosité de la surface. θ étant l'angle de raccordement de l'adhésif liquide avec la paroi considérée plane, si cet angle est inférieur à 90°, la rugosité fait décroître cet angle de contact, s'il est supérieur à 90°, la rugosité le fait augmenter.

L'angle de contact des résines que nous employons (à 20 °C) est inférieur à 90°, donc la rugosité des subjectiles facilite sur eux l'application de l'adhésif.

Il faut cependant noter que pour tout ce qui concerne les techniques de collage, l'application devance très souvent la compréhension théorique qui nous permettrait de prévoir avec plus de sûreté des phénomènes qui souvent apparaissent surprenants.

— Planéité :

Notre problème est de coller une tôle d'acier sur une surface de béton. Si, par sa fabrication, la tôle peut être considérée plane, il en est rarement ainsi du béton qui doit être traité et préparé compte tenu du fait qu'après collage il subsistera entre la tôle et le béton une couche de colle dont l'épaisseur sera à peu près égale à 1 mm. Les erreurs de forme du béton doivent être corrigées avant collage. Si l'erreur de forme est une ondulation très longue, la tôle est en général suffisamment souple pour suivre cette ondulation, mais si l'ondulation est de faible amplitude, il faut, par un moyen mécanique, la faire disparaître.

Préparation des tôles d'acier :

Les tôles d'acier laminées sont très souvent enduites d'une mince pellicule d'huile. Le premier travail consistera donc à dégraisser les surfaces avec un solvant (acétone, trichloréthylène).

Il existe à la surface des tôles laminées une couche superficielle faite de calamine et de lubrifiant adsorbé qui ne peut disparaître à l'aide d'un solvant, il faut donc enlever cette couche superficielle par sablage ou grenaillage. Le métal doit alors apparaître sous un aspect blanc mat. Dès cet instant, si cette surface fraîchement sablée est exposée à l'air libre, elle va adsorber une couche de molécules d'air et d'eau qui vont favoriser une corrosion extrêmement rapide. Aussi, **immédiatement** après sablage, est-il nécessaire, afin de stopper net toute corrosion, d'enduire la surface sablée avec un primaire époxyde constitué en général de deux composants, à l'aide d'un pinceau ou d'un pistolet.

Préparation de la surface du béton :

La surface du béton doit être débarrassée de sa couche superficielle de laitance, et les erreurs de forme corrigées. Ce travail sera effectué par exemple à la meule. S'il n'y a pas d'erreurs de forme à corriger, et si cela est possible, compte tenu de l'environnement, il est préférable, parce que plus aisé, d'employer là aussi le sablage.

Tout au long de ce travail, la planéité des surfaces traitées doit être vérifiée dans deux directions perpendiculaires au moins, à l'aide d'une règle suffisamment longue.

II.4.4.2. *Collage des tôles d'acier sur le béton :*

Les tôles et le béton étant préparés comme il vient d'être dit, on peut maintenant passer véritablement à l'opération de collage. Néanmoins, avant de procéder au mélange des deux composants de la résine, il convient de frotter légèrement au papier de verre la couche de primaire dont on a enduit les tôles afin de faire disparaître la pellicule brillante superficielle de celui-ci, dans le but d'améliorer l'adhésion entre ce primaire et la colle. Il est nécessaire, au momento ù l'on applique la colle, que le primaire ait été lui-même appliqué depuis 24 heures à peu près (à 20 °C) afin que le solvant, s'il en contient, ait eu le temps de s'évaporer. De plus, il est préférable pour l'adhésion à l'interface primaire-colle que le primaire n'ait pas complètement terminé sa polymérisation afin que des « liens » chimiques puissent s'établir entre primaire et colle qui doivent, bien sûr, être de natures compatibles.

Une dernière opération préparatoire consiste alors à dépoussiérer parfaitement les surfaces des subjectiles qui devront être encollées.

Après mélange soigneux des composants de la colle : résine + durcisseur, on vient appliquer sur la tôle et sur le béton une épaisseur d'au moins 1 mm de colle. La tôle ainsi encollée est pressée contre le béton lui-même encollé, de telle façon que la colle « bave » suffisamment. La pression exercée sur la tôle, par quelque moyen que ce soit, doit l'être uniformément. Suivant la rugosité du béton (celle de la tôle étant négligeable par rapport à la précédente) l'épaisseur moyenne de colle restante sera de l'ordre de 1 mm.

L'opération de collage proprement dite commence à partir du moment où le mélange des composants de la résine est effectué. Le mélange résine-durcisseur fait, la réaction de polymérisation débute alors et cette réaction est exothermique, ce qui implique que le mélange ne doit pas être réalisé en grande masse afin que la réaction ne s'accélère pas. Il est donc nécessaire, dès que le mélange est effectué, qu'il soit étalé sur l'acier et sur le béton.

Suivant les résines employées, il existe un temps optimal d'application qui est fonction de la température ambiante. Il est bien entendu que lorsqu'on vient appliquer la tôle enduite sur le béton enduit, la résine doit encore avoir gardé sa fluidité première afin qu'elle puisse s'écouler entre l'acier et le béton sous l'action de la pression exercée.

Cette pression doit ensuite être conservée jusqu'à ce que la réaction de polymérisation soit pour ainsi dire complètement terminée. Ce temps de réaction variant avec la température à laquelle elle se produit, il est nécessaire d'avoir sur chantier un moyen simple de contrôle. Pour ce faire, on se sert du duromètre « Shore D » qui indique la dureté de la résine. Cette donnée intègre donc à la fois le temps de polymérisation nécessaire à une résine déterminée et la température à laquelle s'effectue la réaction de polymérisation. Connaissant la dureté de la résine lorsque sa polymérisation est terminée, il faut donc, lors d'une application, que cette résine ait atteint cette dureté connue avant de pouvoir supprimer la pression exercée sur le collage.

A la suite de la description que nous venons de faire, il est important dès maintenant de répondre, au moins, à trois questions pratiques :

— Pourquoi appliquer la résine et sur l'acier et sur le béton avant le collage?

— Pourquoi est-il nécessaire de faire « baver » la résine par une pression uniformément répartie sur le collage?

— Quelle pression faut-il appliquer pour que la résine « bave »?

II.4.4.3. *Pourquoi appliquer la résine et sur l'acier et sur le béton avant le collage?*

Lorsqu'avec un couteau à enduire, par exemple, on applique la résine sur la surface d'un subjectile, la résine remplit les creux de la surface, l'air qui s'y trouvait initialement présent en est alors chassé, mais il se peut aussi que l'on enferme de petites bulles d'air qui sont soit au contact du subjectile et de l'adhésif à la fois, soit entièrement dans l'adhésif.

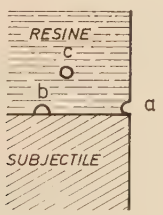


Fig. 46. — Bulles d'air incluses dans la couche de résine pouvant donner lieu à des amorces de rupture.

Si nous regardons la figure 46, nous voyons que des concentrations de contrainte vont avoir lieu à l'endroit des bulles et la résistance du collage sera diminuée. La bulle *a* qui est à la fois en contact avec l'air, le subjectile et la résine est la plus dangereuse. La bulle *b* se trouvant à l'interface subjectile-résine détruit en partie l'homogénéité du contact résine-subjectile, la couche limite est discontinue et cette discontinuité affaiblit le joint de collage. C'est pour cette raison que la résine doit être énergiquement appliquée à la fois sur l'acier et le béton afin d'éliminer surtout les bulles *a* et *b*, car il ne faut pas compter dans ce cas sur la poussée d'Archimède pour que la bulle crève en surface dans une résine qui a une viscosité relativement élevée. La présence des bulles *c* est beaucoup plus inoffensive que la présence des bulles *a* et *b*.

II.4.4.4. *Pourquoi est-il nécessaire de faire « baver » la résine par une pression uniformément répartie sur le collage?*

Lorsqu'on vient appliquer la tôle encollée sur le béton encollé, on enferme forcément à l'interface colle-colle de contact des bulles d'air du type *c*; il est nécessaire d'en chasser la plus grande quantité (fig. 47).

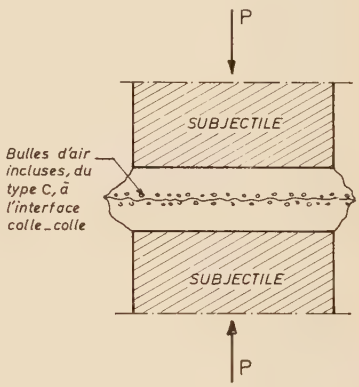


Fig. 47. — Inclusion de bulles d'air lors de la mise en contact de deux surfaces encollées.

Sous l'action d'une pression uniformément répartie *p* et si nous considérons des subjectiles de longueur infinie, la résine va s'écouler vers les bords et nous savons que la vitesse d'écoulement sera maximale à l'interface colle-colle (écoulement laminaire), là où les bulles sont rassemblées. Les bulles seront ainsi chassées en tout ou partie à l'extérieur du plan de collage dans les bavures de colle. Voilà pourquoi, comme nous l'avons déjà dit, il est nécessaire d'appliquer sur les subjectiles une épaisseur plus importante que l'épaisseur finale théorique : $e_{\text{pratique}} \geqslant 2\, e_{\text{finale}}$.

II.4.4.5. *Quelle pression faut-il appliquer pour que la résine s'écoule suffisamment?*

Considérons une poutre représentée en coupe par la figure 48, sur la sous-face de laquelle on vient appliquer une tôle d'acier avec une force F (pression *p*). La résine liquide comprise entre les deux subjectiles va ainsi être graduellement forcée de s'écouler à l'extérieur.

La pression *p* est nécessaire pour vaincre les forces de viscosité prenant naissance durant l'écoulement de la résine. Si l'on considère :

1° que l'écoulement suivant *y* est nul (c'est bien ce qui se passe dans la réalité pour un tel collage)

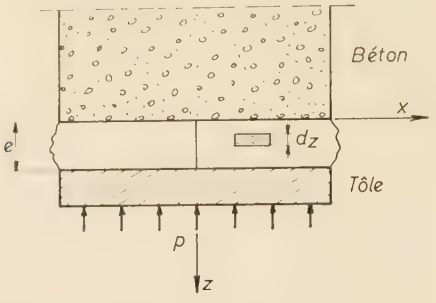


FIG. 48. — **Ecoulement de la résine entre deux surfaces planes parallèles.**

2° que la résine est un liquide newtonien et que sa viscosité est indépendante de sa vitesse d'écoulement, l'écoulement de la résine est laminaire entre les deux faces des subjectiles. Nous savons que pour un tel écoulement la loi de distribution des vitesses :

$$V_x = \frac{1}{2\,\eta}\frac{dP}{dx}(ez - z^2) \qquad (I)$$

est parabolique.

Le débit en volume est donné par l'intégrale :

$$Q_x = \int_0^e V_x\,dz = \frac{e^3}{12\,\eta}\frac{dP}{dx} \qquad (II)$$

$\frac{dP}{dx}$ = gradient de pression suivant x.

η = viscosité de la résine.

D'autre part, nous pouvons écrire sous une autre forme l'expression (II) : le volume de résine compris entre le plan de symétrie de la figure ($x = 0$) et le plan parallèle passant par l'abscisse x est égal à $x \,.\, e$ pour une longueur unité suivant l'axe des y.

Sous l'action de la pression appliquée sur la tôle, e est variable : $e = f(t)$.

Ainsi le volume de liquide s'écoulant à travers n'importe quel plan perpendiculaire à x est :

$$x\frac{de}{dt} = \frac{e^3}{12\,\eta}\frac{dP}{dx}.$$

L'expression $\frac{12\,\eta}{e^3}\frac{de}{dt}$ est indépendante de x, puisque le mouvement est parallèle à x.

Posons : $\frac{12\,\eta}{e^3}\frac{de}{dt} = -2\,K$, d'où : (III)

$$-\frac{dP}{dx} = 2\,Kx$$

$$P = -Kx^2 + K_1$$

Pour $x = l$, $P = 0 \rightarrow K_1 = Kl^2$,

$$P = K(l^2 - x^2).$$

S'il n'y a pas d'accélération de l'écoulement, l'intégrale $\int_0^l P\,dx$ est égale à $-lp$:

$$-lp = \int_0 (l^2 - x^2)\,dx = \frac{2}{3}Kl^3$$

$$-K = \frac{3}{2}\frac{p}{l^2}.$$

Si nous substituons cette expression dans (III), il vient :

$$\frac{de}{e^3} = \frac{p}{4\,\eta l^2}\,dt.$$

Si e_1 est l'épaisseur de colle appliquée au début du collage tant sur la tôle que sur le béton à l'instant t_1 et si e_2 est l'épaisseur finale de la colle après serrage à l'instant t_2 on a :

$$\int_{e_1}^{e_2}\frac{de}{e^3} = \int_{t_1}^{t_2}\frac{p}{4\,\eta l^2}\,dt$$

$$\frac{1}{e_2^2} - \frac{1}{e_1^2} = \frac{p}{2\,\eta l^2}(t_2 - t_1).$$

Posons $t_2 - t_1 = t$:

$$\boxed{pt = 2\,\eta l^2\left(\frac{1}{e_2^2} - \frac{1}{e_1^2}\right)} \qquad (IV)$$

Connaissant la viscosité de la résine et la géométrie du collage, cette expression permet donc de calculer la pression p à appliquer à un collage pour que l'épaisseur de résine passe de e_1 à e_2 dans le temps t.

Le temps t pris en compte est déterminé de façon telle que la viscosité de la résine puisse être considérée constante pendant cet espace de temps. t est donc déterminé en fonction de la vitesse à laquelle se développe la réaction de polymérisation dans la résine.

Dans le calcul précédent, nous n'avons pas fait intervenir l'effet de la rugosité des surfaces sur la vitesse d'écoulement de la résine entre les deux subjectiles. Il semble que ce nouveau paramètre ne devrait pas avoir beaucoup d'influence, compte tenu de la faible vitesse d'écoulement de la couche de résine et de son épaisseur qui peut être considérée importante par rapport à la rugosité du béton (rugosité importante par rapport à celle de l'acier).

Ce calcul peut être effectué aussi pour des plaques carrées, circulaires ou elliptiques.

Nous avons vu que la colle est régalée à la fois sur le béton et la tôle avant qu'ils soient appliqués l'un contre l'autre. Une autre méthode consisterait à déposer une sorte de « boudin » de résine sur la tôle puis à appliquer le tout contre le béton et à serrer ensuite afin d'écraser le boudin et de le faire refluer vers les bords (fig. 49). Nous n'avons encore jamais

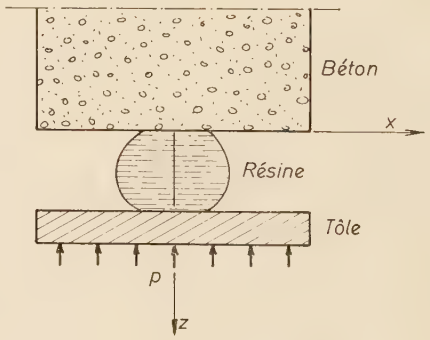


FIG. 49. — **Enduction de deux surfaces planes parallèles par compression d'un « boudin » de résine.**

appliqué cette technique parce que nous pensons que la formation de bulles du type *a* et du type *b* (voir fig. 46) serait très importante. Mais c'est une technique qui reste à expérimenter. Dans ce cas, il est aussi possible de calculer p en fonction de t connaissant la viscosité de la résine et la géométrie de la section.

Retrait des résines après polymérisation :

La réaction de polymérisation est très exothermique. Cette réaction est cause de retrait. Ce retrait est très faible pour ce qui est des résines époxydes, c'est un de leurs avantages. Après polymérisation, le volume qui était de 1 au départ passe à 0,90 pour les résines polyesters, alors que pour les résines époxydes le volume résultant est de 0,95 à 0,97.

II.4.4.6. *Conclusion.*

La technique de renforcement par collage d'armatures extérieures permet de résoudre de nombreux problèmes, mais la conception doit être prévue avec beaucoup d'attention et la réalisation effectuée avec beaucoup de soins.

III. RÉALISATION PRATIQUE D'UN RENFORCEMENT PAR COLLAGE D'ARMATURES

M. L'Hermite, lors de la conférence qu'il a faite à l'I.T.B.T.P. le 25 avril 1967, a déjà cité le premier renforcement qui a été réalisé à Airvault. Il s'agissait de renforcer les poutres du chemin de roulement d'un pont roulant dont la puissance était doublée. Si nous rappelons ici ce premier renforcement, c'est bien sûr parce qu'il a été la première expérience et qu'il nous a appris que l'épaisseur maximale des tôles employées devait être de 3 mm afin qu'elles restent suffisamment souples et puissent épouser facilement, comme il a déjà été dit, les ondulations de grande amplitude de la surface du béton. Il est possible, lorsque cela est nécessaire, de coller sur le béton jusqu'à trois épaisseurs de tôle l'une sur l'autre, de 3 mm chacune.

III.1. DESCRIPTION DU RENFORCEMENT

Puisque nous ne pouvons décrire en particulier chaque cas de renforcement, et les problèmes inhérents à chacun, nous en avons choisi un d'autant plus intéressant qu'il a fait l'objet d'un essai *in situ*. Il s'agissait de renforcer une série d'éléments en béton précontraint par fils adhérents.

Les éléments à renforcer avaient la forme d'un double T tel que l'indique la figure 50. Leur portée était sensiblement de 7,50 m, ils étaient armés de 16 ⌀ 7 HLE adhérents. Cette section d'acier était suffisante pour reprendre un moment de flexion dû à une charge de service uniformément répartie peu différente de 1 300 daN/m². Cependant, afin que la contrainte de compression dans l'âme au droit des appuis, contrainte due à l'ancrage des fils, ne dépasse pas la contrainte admissible du béton, quatre fils sur huit avaient été gainés sur une certaine distance. Le gainage ayant été effectué sur une longueur trop importante, la précontrainte était insuffisante entre les abscisses 1 et 2,5 m et symétriquement.

Les éléments à renforcer étaient déjà en place et ne pouvaient donc être remplacés par d'autres. Sur ces éléments, était apparue une fissuration inhabituelle aux endroits sous-armés, ce qui avait permis de localiser l'erreur commise.

III.2. CONCEPTION DU RENFORCEMENT

Dans ce cas, la détermination de la section d'acier de renforcement a été conduite par un calcul à la rupture, compte tenu des recommandations A.S.P.

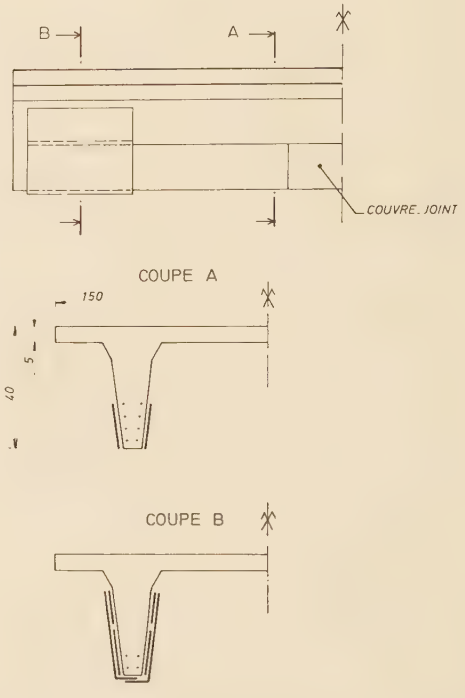


Fig. 50. — Conception du renforcement d'une poutre en double T précontrainte par fils adhérents.

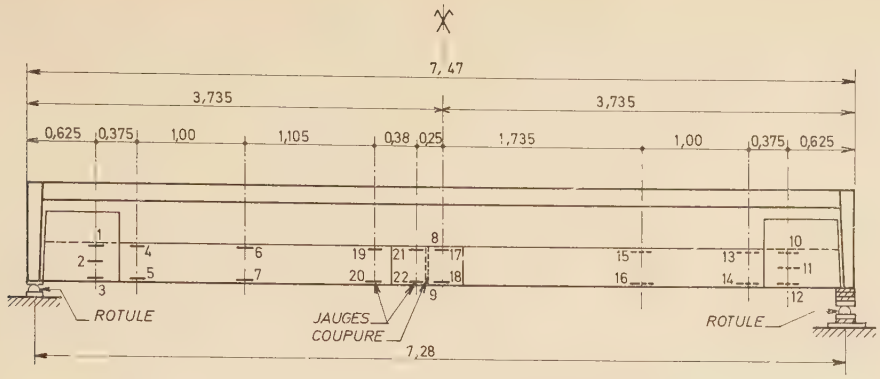
Les allongements des aciers à rupture tant pour les aciers HLE que pour la tôle douce ont été déterminés afin de vérifier que les contraintes prises en compte dans le calcul étaient bien mobilisées.

Les armatures de renforcement en flexion ont été disposées sur les joues des membrures comme l'indique la figure précédente, sur toute la longueur de la poutre. Ces armatures ont 20 cm de hauteur et 3 mm d'épaisseur. Leur ancrage aux appuis a été assuré comme le montre la coupe B de la figure 50 par deux tôles en L collées sur la hauteur totale de l'âme et en sous-face. Deux fourrures interposées ont été nécessaires.

Les tôles longitudinales sont interrompues au milieu de la portée (endroit qui n'était pas à renforcer) mais leur continuité a été respectée en collant un couvre-joint de 60 cm de longueur.

III.3. ESSAI : MESURES, CHARGEMENT

L'essai a été réalisé *in situ* sur un élément défectueux. Cet élément a été disposé sur deux blocs



Les jauges 8 et 9 (face avant) 17 et 18 (face arrière) sont situées au droit de la section de symétrie

FIG. 51. — **Disposition des jauges de mesure lors de l'essai in situ.**

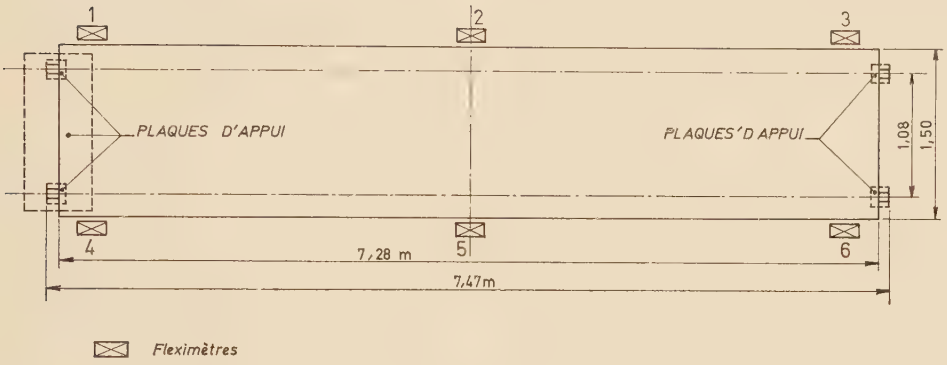


FIG. 52. — **Essai in situ : disposition des fleximètres.**

d'appui en béton, des rotules étant placées comme le montre la figure 51.

Le but de cet essai était de vérifier le comportement de la poutre en béton précontraint renforcée par collage sous l'action de charges uniformément réparties.

Mesures :

Les mesures effectuées ont été d'une part des mesures de flèche; les emplacements des fleximètres sont donnés par la figure 52. D'autre part, des mesures extensométriques ont été réalisées sur les tôles de renfort à l'aide de jauges à fil résistant de 60 mm de base.

Deux groupes identiques de jauges ont été collés, l'un sur la moitié gauche de la face externe d'une retombée, l'autre sur la moitié droite de la face externe de l'autre retombée (fig. 51).

Chargements :

Les chargements ont été réalisés à l'aide de parpaings pesant 40,2 daN pièce.

Un premier chargement correspondant à la surcharge d'utilisation qui était de $14{,}2 \cdot 10^3$ daN par paliers à $4{,}3 \cdot 10^3$ daN, $8{,}6 \cdot 10^3$ daN et $14{,}2 \cdot 10^3$ daN. Le déchargement a été effectué après une stabilisation d'une nuit.

Un second chargement a atteint une valeur maximale de $27{,}4 \cdot 10^3$ daN, soit sensiblement deux fois la charge de service par paliers à $4{,}3 \cdot 10^3$ daN, $8{,}6 \cdot 10^3$ daN, $14{,}2 \cdot 10^3$ daN, $17{,}2 \cdot 10^3$ daN, $21{,}5 \cdot 10^3$ daN $27{,}3 \cdot 10^3$ daN. La charge de rupture n'a pu être atteinte compte tenu des difficultés de chargement.

III.4. RÉSULTATS D'ESSAIS

III.4.1. Flèches.

Déduction faite des dénivellations des appuis, les flèches mesurées à mi-portée de la poutre sont :

Chargement	Flèche maximale (mm)	Flèche résiduelle (mm)
1	12,5	5,4
2	26,0	11,0

Sous la charge de service (chargement 1), la flèche maximale est inférieure à $2/1\,000 \times l$, $12{,}5 < 15$ mm. Cette flèche maximale est admissible eu égard au rapport l/h de l'élément qui est peu différent de 19.

La flèche résiduelle relativement importante peut être considérée comme étant due à la première déformation de la colle. Il est dommage que nous n'ayons pu réaliser plusieurs chargements et déchargements

afin de voir quelles étaient les fluctuations de cette flèche résiduelle sous chargements cycliques. La difficulté des chargements et des déchargements ne l'a pas permis.

De plus, cet essai réalisé *in situ* sur un terrain argileux imbibé d'eau par les pluies n'a pas favorisé la précision des mesures de flèches, car les appuis ont tassé énormément.

III.4.2. Mesures extensométriques.

Afin de ne pas alourdir le développement, nous ne donnons pas ici toutes les valeurs des contraintes au droit des points de mesure.

Globalement, les conclusions de cet essai sont les suivantes :

— Au cours du premier chargement, l'évolution des déformations relatives est très sensiblement linéaire.

Les mesures effectuées aux points homologues, 1-10, 2-11, 2-12, etc. sont sensiblement identiques. Ce qui prouve à la fois le bon comportement de la poutre et la qualité des mesures.

— Cette dernière remarque est valable également pour le deuxième chargement, mais cette fois l'étude des lectures de déformation montre que celles-ci cessent d'être linéaires pour une charge comprise entre $14{,}2 \cdot 10^3$ daN (charge de service) et $17{,}2 \cdot 10^3$ daN.

Reportons-nous en effet à la figure 53. Sur cette figure, sont tracées deux familles de courbes. L'une de ces familles résume les contraintes obtenues à partir des mesures de déformations effectuées le long du bord inférieur des tôles pour chaque palier de chargement (trait plein).

Comme les déformations sont linéaires jusqu'au palier $P = 14{,}2 \cdot 10^3$ daN, on a déterminé à partir des contraintes obtenues à ce palier une parabole théorique $f\,[x\,(l - x)]$ définie à l'aide d'un coefficient calculé à partir des mesures effectuées au droit des couples de points 5-14 et 7-16, ce qui a permis le tracé d'une deuxième famille de courbes (courbes théoriques en trait interrompu).

Remarquons tout de suite que les contraintes au droit du couple 3-12 sont plus faibles que ne le laisse supposer la courbe théorique. Cela est parfaitement normal compte tenu du fait que nous avons à cet endroit deux épaisseurs de tôles. Plus de la moitié de la contrainte théorique est prise en compte par la tôle de recouvrement en L d'où son utilité aussi bien en flexion qu'à l'effort tranchant. Il en est de même pour le couple de mesure 9-18 qui se trouve à mi-portée sur le couvre-joint.

Ces deux familles de courbes permettent la mise en évidence des déformations non linéaires qui commencent à apparaître à partir de $P = 17 \cdot 10^3$ daN. Ensuite, plus la charge croît, plus les écarts existant entre courbe réelle et courbe théorique s'accroissent. Ces écarts sont dus à la diminution de rigidité de la poutre causée par la fissuration supposée du béton (les tôles étant collées sur les joues, il n'était pas possible de suivre la formation des fissures).

III.5. CONCLUSIONS

Cet essai nous a permis de constater que la limite de comportement dit élastique de la poutre renforcée était à peine plus élevée que sa charge d'utilisation, ce qui justifie amplement son renforcement.

Enfin, les mesures effectuées sur la tôle prouvent un collage homogène et convenablement réalisé. C'est la preuve que cette technique, malgré tout peu habituelle sur les chantiers, peut avec quelque soin y être réalisée d'une manière satisfaisante.

Si, à partir des déformations mesurées sur les tôles sous l'action de la charge de service $P = 14{,}2 \cdot 10^3$ daN nous calculons élastiquement le moment repris par celles-ci, nous constatons qu'il est égal à 27 % du moment appliqué.

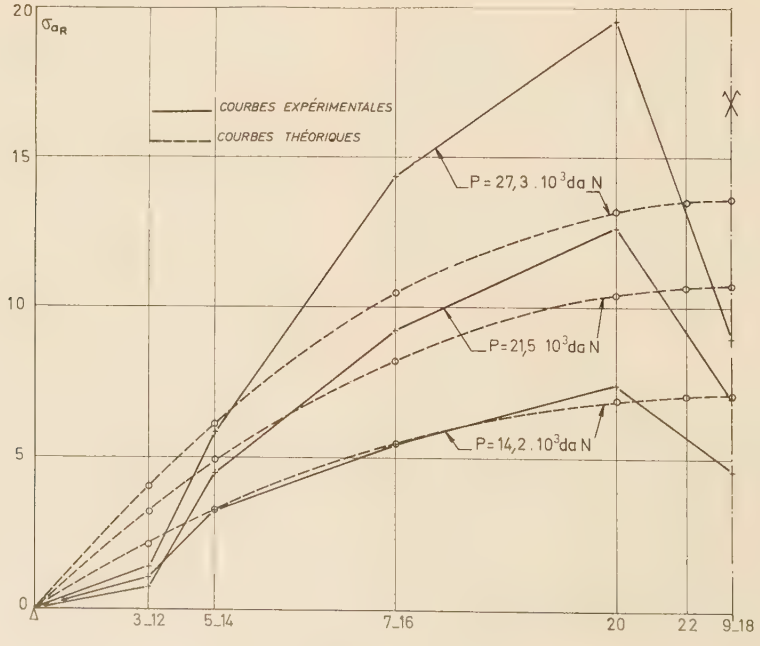


FIG. 53. — **Courbes des contraintes obtenues à partir de mesures des déformations effectuées le long du bord inférieur des tôles pour trois paliers de chargement significatifs.**

IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Comme on a pu le constater, la recherche entreprise sur les collages de différents matériaux entre eux a été largement orientée vers les applications pratiques.

Les premiers essais de collage acier-béton ont eu lieu en 1964-65, la première application a été réalisée dès le début de 1966 et a été suivie de nombreuses autres. Ceci est un résultat remarquable si l'on sait que, d'une manière générale, une technique nouvelle issue de la recherche demande de cinq à dix ans pour déboucher dans la pratique.

Si la technique de collage d'acier sur béton a mis peu de temps pour trouver des applications, c'est parce qu'elle présente des avantages certains. Ces avantages sont immédiats pour ce qui est des renforcements.

— Aucune transformation de la structure existante n'est demandée. Il n'y a pas de destruction.

— La technique gêne très peu l'exploitation des lieux où elle est appliquée.

— Facilité d'exécution malgré le soin qu'il faut y apporter.

— Rapidité d'exécution.

— Élégance du procédé.

Ces avantages peuvent se traduire en termes économiques. L'ordre de grandeur de la dépense à envisager lorsqu'un problème de renforcement se pose est de 300 F par m² de collage. Ce prix représente le prix de revient d'un m² de collage s'il s'agit d'une tôle de 3 mm d'épaisseur. Matières, préparation et mise en œuvre sont comprises dans ce prix. Il peut paraître élevé, mais vis-à-vis du prix que nécessiterait une destruction et une reconstruction, il reste largement inférieur, même si l'on établit la comparaison avec d'autres méthodes de reprise en sous-œuvre traditionnelles.

Cependant, pour l'instant, il existe un obstacle majeur à l'utilisation des techniques de collage dans les structures, c'est la faible tenue à la chaleur des résines employées. Notons cependant que cet aspect n'intervient pas, ou peu, dans les travaux publics.

Les résines époxydes qui sont des produits organiques perdent la plus grande partie de leurs propriétés mécaniques lorsque le collage atteint une température de 70° à 80 °C. Il est donc nécessaire de protéger les renforcements effectués contre les risques d'incendie par une épaisseur isolante suffisante de fibres d'amiante ou de vermiculite par exemple, compte tenu des règlements en usage.

C'est pour l'instant cette condition de résistance à la chaleur qui limite l'industrialisation des collages dans les structures porteuses. Mais travaillant conjointement avec les services scientifiques des grandes industries chimiques auxquelles nous posons nos problèmes, nous espérons être en possession de résines résistant mieux à la chaleur d'ici quelques années, ce qui permettrait l'essor de la technique du béton plaqué et son industrialisation.

Nous avons décrit, dans ce qui précède, certains types d'application; il en est d'autres possibles qui doivent prendre une extension importante, ne serait-ce qu'en construction métallique où l'application des résines se développe de plus en plus. La construction tubulaire pourrait offrir à la technique du collage un champ d'action particulièrement intéressant. Dès maintenant, il serait d'ailleurs possible, s'il en était besoin, de renforcer des structures métalliques par collage.

Jusqu'ici, nous avons surtout parlé des collages et des techniques correspondantes et assez peu des résines qui sont au départ le matériau indispensable. Leur emploi dans les structures n'est pas réservé aux seuls collages, mais on peut s'en servir par exemple comme d'un composant du béton, soit que la résine soit additionnée lors de son mélange, soit qu'on imprègne le béton durci d'une résine suffisamment fluide.

La résine est dans ce cas un monomère : du méthylméthacrylate par exemple dont la polymérisation est obtenue après mélange ou après imprégnation par catalyse thermique ou par irradiation gamma et non plus par l'adjonction d'un durcisseur. Les résultats sont exceptionnels, la résistance en traction du béton est augmentée d'au moins 250 % et le module d'élasticité est doublé pour un pourcentage en poids de résine peu différent de 6 %.

Ainsi, un bel avenir est encore réservé au béton mais les techniques d'application se compliqueront ce qui marquera peut-être une étape importante dans l'industrialisation de la construction.

L'emploi de toutes ces techniques demande, comme nous l'avons vu, que d'indispensables précautions soient prises. Il est nécessaire de savoir choisir une résine en fonction de l'application cherchée et d'en connaître parfaitement les modalités d'application. C'est pour cela que nous avons mis au point un premier cahier des charges qui a été rédigé par M. Cirodde, du C.E.B.T.P. Ce cahier des charges sera annuellement remis à jour en fonction de l'avancement de nos essais et de nos connaissances.

***

Il me reste maintenant à adresser des remerciements à tous ceux grâce auxquels les résultats que j'ai exposés ont pu être atteints.

Je remercie au C.E.B.T.P. MM. Bonvalet et Laboureau, qui ont réalisé la mise en place et effectué les mesures concernant l'essai réalisé *in situ*; M. Cirodde, du Service Chimie dont les conseils m'ont été indispensables et M. Ilantzis, du service Matériaux, qui a réalisé avec son équipe les essais de laboratoire et y a apporté toute son attention.

Enfin, je voudrais exprimer à M. L'Hermite toute ma reconnaissance pour m'avoir engagé dans cette recherche sur les collages, recherche dont il est à l'origine.

ANNEXE

ESSAIS DE CISAILLEMENT EN COMPRESSION : THÉORIE

L'élément d'essai de la figure 18 ayant deux axes de symétrie perpendiculaires, nous n'en étudierons que le quart afin de simplifier le développement (fig. 54).

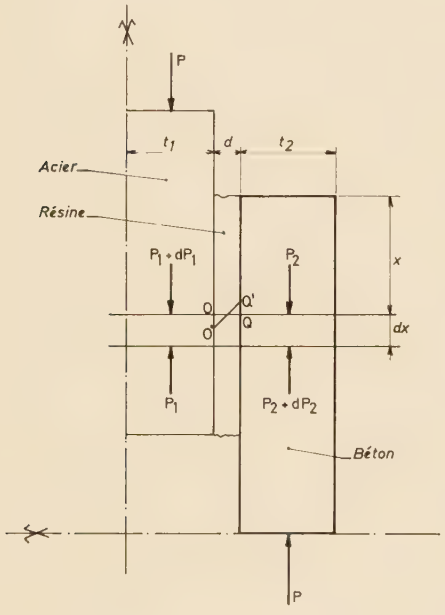


FIG. 54.

Soit t_1 la demi-épaisseur de l'acier et t_2 l'épaisseur du béton. Compte tenu des hypothèses et autres notations de la page 24, nous pouvons écrire, en partant de l'équation :

$$\gamma = \frac{u_2 - u_1}{d} = \frac{\tau}{G}$$

l'équation :

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} - w^2\tau = 0$$

avec $$w = \left[\frac{G}{d}\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right)\right]^{1/2}$$

$$\tau_{(x)} = A \operatorname{sh} wx + B \operatorname{ch} wx$$

Dans ce cas de chargement, on a :

$$P_1 + P_2 = P$$

d'où :

$$A = -\frac{G}{wd}\frac{P}{E_1 t_1}$$

$$B = \frac{G}{wd}\frac{P}{\operatorname{sh} wl}\left[\frac{1}{E_2 t_2} + \frac{\operatorname{ch} wl}{E_1 t_1}\right]$$

$$\boxed{\tau_{(x)} = \frac{G}{wd}\frac{P}{\operatorname{sh} wl}\left[\frac{\operatorname{ch} w(l-x)}{E_1 t_1} + \frac{\operatorname{ch} wx}{E_2 t_2}\right]}$$

Cette expression donne en fonction de P la contrainte de cisaillement en tous points du collage.

Si $E_2 t_2 > E_1 t_1$, la contrainte maximale de cisaillement aura lieu pour $x = 0$.

M. le PRÉSIDENT. — *Je crois que nous devons remercier M. Jacques Bresson de sa très intéressante conférence. Vous voyez qu'il a même un talent de conférencier que je ne lui connaissais pas. Il se révèle de bonne heure pour ce genre de chose.*

Maintenant, il est plus de sept heures et demie et j'ai beaucoup de scrupules à entamer une discussion qui risque de durer un peu longtemps car je suis sûr que vous avez beaucoup de questions à poser.

*L'Institut Technique étant d'accord pour organiser un colloque *, après la publication, cette solution paraît préférable.*

Je vous remercie d'avoir écouté si longtemps, je pense que le sujet vous a intéressés et que vous avez apprécié le travail qui a été fait par M. Bresson.

---

* *Nota : On rappelle que ce colloque est fixé au 29 avril 1971, se reporter à l'encart pour toutes précisions supplémentaires.*

BIBLIOGRAPHIE

ALNER (D. J.) Ed. — Aspects of Adhesion. Proceedings of the conference held at Northampton College of Advanced Technology, 21 et 22 mars 1963. — G. B., University Press Ltd., vol. 1, 1965, 128 p.; vol. 2, 1966, 110 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. — Symposium on Adhesion and Adhesives, 3rd Pacific Area National Meeting, San Francisco, 15 octobre 1959. — U.S.A., A.S.T.M., 1961, Special Tech. Publ. nº 271, V-65 p.

BIKERMAN (J. J.). — The Science of Adhesive joints. 2e éd. — U.S.A., Academic Press, 1968, XI-349 p.

BODNAR (M. J.) Ed. — Structural Adhesives Bonding Symposium held at Stevens Institute of Technology, Hoboken, New-Jersey, 14-16 septembre 1965. — U.S.A., Interscience Publishers, 1966, VII-495 p.

FAUCHART (J.). — Notions théoriques sur le système mixte acier-béton. *In :* La construction mixte acier-béton appliquée au ponts. — Paris, Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier, 1970, 155 p., pag. irr.

L'HERMITE (R.) et BRESSON (J.). — Béton armé d'armatures collées. *In :* Colloque Rilem « Recherches Expérimentales sur les nouveaux développements apportés par les résines synthétiques aux techniques de construction », Paris, 4-6 septembre 1967. — Paris, U.T.I., 1967, vol. II.

Édité par la Société de Diffusion des Techniques
du Batiment et des Travaux Publics,
9, rue La Pérouse, Paris-XVIe

(*Ann. I.T.B.T.P.*)

6259-2-1971. IMPRIMERIE FIRMIN-DIDOT. — PARIS - MESNIL - IVRY
Dépôt légal : 1er trimestre 1971

Le Directeur-Gérant : J. P. Arathoon

Code 2101.

ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Supplément au N° 297 SEPTEMBRE 1972

SERIE : **BETON • BETON ARME**

N° 122

CENTRE D'ETUDES SUPERIEURES - **SEANCE DU 29 AVRIL 1971,** SOUS LA PRESIDENCE DE **R. L'HERMITE,** DIRECTEUR GENERAL DE LA RECHERCHE DE L'UNION TECHNIQUE INTERPROFESSIONNELLE DES FEDERATIONS NATIONALES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RENFORCEMENT PAR COLLAGE D'ARMATURES DU PASSAGE INFÉRIEUR DU CD 126 SOUS L'AUTOROUTE DU SUD *

par

J. **BRESSON**

Docteur-Ingénieur, Diplômé CHEC
Ingénieur à la Direction de la Recherche de l'U.T.I.

*** Extrait d'une thèse soutenue le 22 mars 1972 à l'Université de Paris-VI.**

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

RESUME

On présente dans cet article l'application la plus importante faite à ce jour du renforcement d'une structure en béton armé par la technique du béton plaqué (collage de tôles).

L'ouvrage en cause est un pont biais en béton armé, à poutres sous chaussée, à une seule travée. Ses nervures longitudinales, au nombre de six, sont à talons, leur hauteur est variable, ainsi que leur espacement. Leur solidarité est assurée par cinq entretoises. La portée de la travée, d'axe en axe des appuis est de 27,94 m ; la distance entre les axes des deux poutres de rive dans la direction perpendiculaire à l'axe longitudinal est de 13,20 m.

Mis en service en 1960, il apparut par la suite que l'une des poutres de rive de l'ouvrage (celle ayant la plus petite inertie et celle étant soumise le plus souvent aux charges roulantes de gros tonnage) présentait des déformations assez importantes dont la cause la plus probable apparaît être la fatigue.

D'autre part, il était prévu que ce pont devait supporter quatre voies de circulation au lieu de trois.

Ces deux raisons militaient pour que l'ouvrage dont il est question soit renforcé.

Il sera donc rendu compte de la démarche complète qui fut nécessaire : la conception du renforcement, sa réalisation, l'essai de l'ouvrage renforcé.

SUMMARY

This article presents the most important application to have been made up to the present of the strengthening of a reinforced concrete structure by the technique of plated concrete (bonding of metal sheeting).

The work referred to is reinforced concrete single-span skew deck bridge, with girders under the roadway. Its longitudinal ribs, six in number, are flanged, their height is variable, as well as their spacing. Their interdependence is ensured by five braces. The length of the span, from axis to axis of the bearings, is 27,94 m ; the distance between the axes of the two bank girders in the direction perpendicular to the longitudinal axis is 13,20 m.

After the bridge had been opened for service in 1960, one of the bank girders (the one having the least inertia and most often subjected to heavy truck traffic) showed considerable deformations, the most probable cause of which appears to be fatigue.

Moreover, this bridge was planned to carry four traffic lanes instead of three.

These two reasons made it necessary for the work in question to be strengthened.

The measures that needed to be taken will accordingly be reported on : the design of the strengthening, its execution, the testing of the strengthened structure.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Artikel wird die bisher wichtigste Anwendung der Technik des plattierten Betons (Aufkleben von Stahlblech) zur Aussteifung einer Stahlbetonsstruktur beschrieben.

Das näher betrachtete Bauwerk ist eine schiefe Einfeld-Brücke aus Stahlbeton mit unter der Fahrbahn liegenden Trägern. Die vorhandenen sechs Längsrippen besitzen Fersen, ihre Höhe und Abstand sind verschieden. Der gegenseitige Verband wird durch fünf Querstreben gewährleistet.

Die Stützweite der Brückenöffnung von Achse zu Achse der Bogenlager beträgt 27,94 m ; der Achsabstand zwischen den beiden Randträgern, in senkrechter Richtung zur Längsachse, beträgt 13,20 m.

1960 dem Verkher übergehen, hat sich nachträglich gezeigt, dass einer der Randträger des Bauwerks (derjenige mit dem geringsten Trägheitsvermögen, der auch am häufigsten sehr hohen Verkehrslasten ausgesetzt ist) ziemlich bedeutende Verformugen aufwies, deren höchst wahrscheinliche Ursache die Ermüdung zu sein scheint.

Andererseits waren für diese Brücke vier Verkehrsspuren statt drei vorgesehen.

Die beiden genannten Gründe sprachen für eine Versteifung des Bauwerks.

Im Folgenden wird über die gesamten notwendigen Massnahmen berichtet : Entwurf der Versteifung, Durchführung und Endprüfung des versteiften Bauwerks.

RESUMEN

En este artículo es presentada la aplicación más importante efectuada hasta la fecha en cuanto al refuerzo de una estructura de hormigón armado por la técnica del hormigón plaqueado (encolado de chapas).

La estructura a que nos referimos es un puente en esviaje de hormigón armado, con vigas bajo la calzada y de un solo tramo. Sus refuerzos nervados longitudinales, cuyo número se eleva a seis, son del tipo de talones, siendo variable su altura, así como su espaciamiento. Su solidarización se obtiene por medio de cinco tirantes. La luz del tramo, de eje a eje de los apoyos, es de 27,94 m. La distancia entre los ejes de las dos vigas laterales en la dirección perpendicular al eje longitudinal es de 13,20 m.

Este puente, puesto en servicio en 1960, ha acusado deformaciones probablemente por fatiga. Efectivamente, una de las vigas laterales del puente (la viga de menor inercia y aquella sometida con mayor frecuencia a las cargas pesadas en movimiento) ha presentado déformaciones bastante importantes, muy probablemente debido a la fatiga.

En segundo lugar, había sido proyectado en un principio que este puente debería soportar cuatro vías de circulación, en lugar de tres.

Estas dos razones eran suficientes para proceder al refuerzo del puente.

En el artículo se da cuenta del planteamiento total del problema para llevar a cabo dicho refuerzo : el diseño del refuerzo, su realización y las pruebas del puente, una vez reforzado.

Mots clés : Renforcement • Pont • Béton armé • Collage • Armatures • Tôle • Résine • Durcisseur • Flexion • Torsion • Effort tranchant • Essai en place • Mesures.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les auteurs peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

© 1972, by S. A. LE BATIMENT

ALLOCUTION du PRÉSIDENT

Nous avons, le 26 mai de l'an dernier, écouté un exposé de M. Bresson sur le collage du béton plaqué. Nous n'avions pas pu, à l'issue de cet exposé, avoir une discussion utile, et nous avons décidé de la remettre à aujourd'hui. M. Bresson va vous citer quelques applications nouvelles de cette technique de construction, en particulier celle du Pont d'Arcueil sur l'autoroute du Sud. Auparavant, l'Institut Technique a jugé utile et intéressant, je le crois aussi, de projeter un film sur le renforcement du C.N.I.T. par dalle contre-collée. Je vais regarder ce film avec vous, et ensuite nous reprendrons le travail oral.

(*Projection du film « Araldite, Collage de béton »*).

Je remercie les auteurs de ce film intéressant, et maintenant nous allons passer la parole à mon ami M. Bresson qui va, avant d'entamer la discussion, et je suis sûr que vous êtes curieux de poser des questions, vous parler des dernières réalisations que nous avons faites, et de certains renforcements.

EXPOSE de J. BRESSON

C'est à la demande de M. J. Perrin* que, sur nos conseils, la Société Européenne d'Entreprises a étudié et réalisé le renforcement du P. I. C. D. 126 par collage de tôles.

Après renforcement et avant sa réouverture, l'ouvrage a été essayé sous les charges du système Bc (camions de 30 t) ; des mesures de flèche et de déformation ont été effectuées.

Dans ce qui suit, il sera rendu compte de la démarche complète allant de la conception du renforcement jusqu'à l'essai de l'ouvrage renforcé.

I. — DESCRIPTION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

I,1. - Description.

Cet ouvrage est un pont-biais à poutres sous chaussée en béton armé à une seule travée. Les nervures longitudinales, au nombre de six, sont à talons, leur hauteur est variable, ainsi que leur espacement. Leur solidarité est assurée par cinq entretoises : deux entretoises d'about et trois entretoises intermédiaires. La travée repose sur sa culée côté Paris par l'intermédiaire d'un appui fixe continu disposé dans l'axe de l'entretoise d'about ; elle repose sur la culée, côté R. N. 20, par l'intermédiaire d'appareils mobiles placés sous chaque poutre, sur toute la largeur du talon.

Les cotes principales de cette travée sont indiquées sur les figures 1 et 2 ; la portée de la travée, d'axe en axe des appuis, est de 27,94 m ; la distance entre les axes des deux poutres de rive, dans la direction perpendiculaire à l'axe longitudinal, est de 13,20 m.

(*) M. J. PERRIN, Ingénieur des Ponts et Chaussées, dirige l'Arrondissement d'Etudes et de Travaux Neufs du Département du Val-de-Marne.

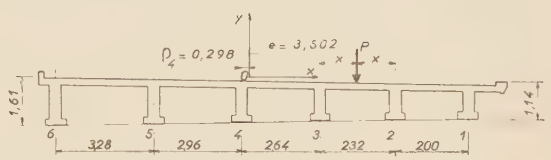


Fig. 1. — **Coupe transversale du tablier suivant AA.**

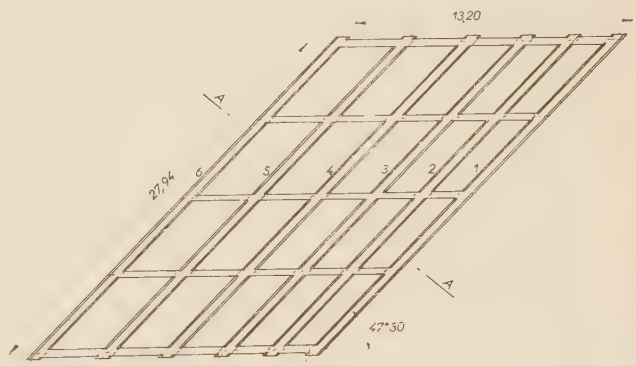


Fig. 2. — **Vue de dessous du tablier du PICD 126.**

I,2. - Conception.

Comme nous venons de le voir, les poutres principales ont une hauteur variable et un espacement variable, mais elles sont soumises aux mêmes liaisons, ont des lois d'inertie proportionnelles et sont reliées entre elles par des entretoises pleines, biaises, parallèles aux lignes d'appuis. Les projeteurs de ce pont avaient donc initialement établi la note de calculs en appliquant la théorie de M. COURBON sur le calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises rigides.

II. — LES RAISONS DU RENFORCEMENT

II,1. - L'histoire de l'ouvrage.

Lors des essais de réception du pont, les résultats des flèches enregistrées n'avaient pas donné lieu à réserves. L'Arrondissement des Ponts et Chaussées, responsable de la surveillance et de l'entretien de cet ouvrage, mis en service en 1960, s'aperçut, après deux années d'utilisation, que les poutres de plus faible inertie et particulièrement la poutre de rive n° 1 étaient affectées d'une flèche résiduelle de 5 cm. La déformation de cette dernière poutre continua à s'amplifier pendant deux ans pour atteindre une flèche totale de 8 cm, puis se stabilisa. On chercha les raisons de ces déformations mais aucune des hypothèses faites ne fut trouvée satisfaisante.

Il apparaît cependant que l'hypothèse la plus probable est la fatigue due aux charges roulantes de gros tonnage. La circulation sur cet ouvrage s'effectuant dans le seul sens Paris-Province et les poids lourds roulant dans la file de droite, les poutres 1, 2 et 3 étaient donc sollicitées le plus fortement et le plus souvent comme l'indique le calcul suivant :

Soit une charge P placée à mi-portée de l'ouvrage entre les poutres 3 et 2 sur l'entretoise centrale (voie de droite) (fig. 1), déterminons les moments qu'elle engendre dans les six poutres principales à mi-portée en appliquant les formules connues retenues pour le calcul des ponts à poutres multiples solidarisées par des entretoises rigides.

$$M_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} \Delta_i \qquad (1)$$

$$\text{avec } \Delta_i = 1 + \frac{\Sigma I_i}{\Sigma \rho_i^2 I_i} \rho_i e \qquad (2)$$

Δ_i est le coefficient d'excentricité relatif à la poutre i, e étant l'excentricité de la charge et ρ_i l'abscisse de la poutre d'indice i, l'origine 0 des abscisses étant prise de telle sorte que $\Sigma \rho_i I_i = 0$; cette origine est appelée centre du pont.

La charge P est placée entre les poutres 3 et 2 afin que l'excentricité soit la plus défavorable pour ces poutres.

Le pont est biais, les expressions (1) et (2) sont cependant applicables, les quantités e et ρ_i pouvant être mesurées normalement à l'axe longitudinal du pont puisque les expressions des coefficients d'excentricité Δ sont homogènes par rapport à elles.

Le centre 0 du pont se trouve à 29,8 cm (fig. 1) de l'axe longitudinal de la poutre 4.

L'excentricité e de la force considérée par rapport au centre 0 est de 350,2 cm.

Le tableau de la figure 3 donne en particulier la valeur du coefficient $k_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} \Delta_i$ proportionnel au moment appliqué à la poutre d'indice i, moment dû à la charge P. La poutre n° 1 est visiblement la plus sollicitée par les charges roulantes de gros tonnages se déplaçant sur la voie de droite.

Si l'on sait que les six poutres sont armées de façon identique par 32 T 32 (fig. 12), alors que leur hauteur totale varie de 1,14 m pour la poutre n° 1 (la plus sollicitée dans cet exemple) à 1,61 m pour la poutre n° 6, l'hypothèse de la fatigue due au passage des charges roulantes de gros tonnage sur la voie de droite, ainsi que le manque d'armatures d'effort tranchant expliquent, sans aucun doute, l'importance des flèches résiduelles indiquées, ainsi que les fissurations que l'on pouvait remarquer particulièrement sur la poutre n° 1 avant son renforcement.

S'il y a erreur de conception, cela provient du fait que l'ouvrage ayant été calculé sous l'effort de la surcharge théorique uniformément répartie A(l), il n'a pas été tenu compte de ce que les charges de service les plus importantes solliciteraient continuellement les poutres de moindre hauteur, donc de moindre résistance.

II,2. - Augmentation des surcharges.

Ce n'est pas seulement à cause des déformations de la poutre n° 1 que l'ouvrage devait être renforcé mais aussi parce qu'il était prévu de lui faire supporter quatre voies de circulation au lieu de trois. Cela était possible en réduisant la largeur des trottoirs, la largeur de la chaussée passait ainsi de 10,80 à 13,00 m.

L'ouvrage était donc à calculer sous l'action d'une nouvelle surcharge, plus importante, étant entendu que seules les poutres seraient renforcées, les entretoises ayant été par ailleurs jugées suffisantes.

N° des poutres	1	2	3	4	5	6
$\frac{I_i}{\Sigma I_i}$	0,1373	0,1470	0,1582	0,1710	0,1853	0,2012
Δ_i	2,123	1,786	1,395	0,950	0,450	— 0,103
$k_i \frac{I_i}{\Sigma I_i} \Delta_i$	0,290	0,263	0,222	0,163	0,084	— 0,022

Fig. 3. — **Détermination du coefficient k_i proportionnel au moment appliqué à la poutre d'indice i, moment dû à la charge P (fig. 1).**

III. — ETUDE DU RENFORCEMENT DES POUTRES DE L'OUVRAGE PAR TOLES COLLEES

Le calcul a été conduit selon la méthode déjà vue en II,1.

Il a été vérifié que les moments fléchissants dus à la surcharge A(l) étaient plus importants que ceux

qu'auraient apportés les surcharges du système Bc. Ainsi, suivant la manière d'agir habituelle, les justifications de stabilité ne font état que du système A(l).

Cependant, le lecteur pourrait s'étonner que lors de la vérification qui va suivre, il ne soit pas question de l'effet des moments de torsion appelés à prendre naissance dans les poutres sous l'action des charges. L'effet de cette torsion a été négligé en première approximation en raison de la faible résistance à la torsion de la section en profil ouvert du tablier.

Néanmoins, on constatera au § III,3.3. qu'il n'était pas possible, compte tenu des hypothèses de calcul, d'appliquer des efforts supplémentaires tels que ceux apportés par la torsion en certaines parties des armatures transversales (appuis poutre n° 1 en particulier). Cependant, une vérification qui n'apparaît pas dans ce développement afin de ne pas l'alourdir, nous a permis de constater que sous l'action des chargements $B_1 + B_3$ [§ V,1] (camions sur toute la surface du pont, seize camions de 30 t, correspondant au chargement pratique maximum, coefficient dynamique égal à 1,12), les armatures transversales existantes et de renforcement sont, dans ce cas, toujours largement capables de résister à l'action de l'effort tranchant et des moments de torsion correspondants, ces efforts ayant été déterminés en considérant le tablier comme un ensemble de poutres croisées. Cette légère entorse au règlement a pu être envisagée sans risque puisque, si l'ouvrage renforcé est destiné à recevoir quatre voies de circulation au lieu de trois, il n'est plus appelé à supporter les charges roulantes de gros tonnage qui empruntent maintenant l'ouvrage PL 09 assurant le franchissement de la voie poids lourds au-dessus du CD 126.

III,1. - **Essais d'auscultation dynamique*.**

Ces essais ont été réalisés en place par le C. E. B. T. P.** afin de déterminer le module d'élasticité et la résistance à la compression : nous en donnons ici les valeurs moyennes :

$E_{d\ moy} = 345\,000$ daN/cm²
$\sigma'_{bj\ moy} = 280$ daN/cm²
d'où $\bar{\sigma}'_b = 168$ daN/cm².

III,2. - **Renforcement de l'ouvrage à la flexion.**

III,2.1. - **Calcul des contraintes dues aux charges permanentes avant renforcement.**

Afin de ne pas alourdir le développement, il ne sera fait mention que des moments et des contraintes à mi-portée (fig. 4), alors qu'ils ont, bien entendu, été calculés dans les sections d'abscisse 0,1 l, 0,2 l, 0,3 l, 0,4 l et 0,5 l.

Tablier :

17,59 t/m poids propre $e = 0{,}2098$ m

Entretoises :

13,28 t poids d'une entretoise $e = -0{,}5116$ m

III,2.2. - **Moments et contraintes dus à la nouvelle surcharge A(l) avant renforcement et à la conjugaison de cette surcharge et du poids propre.**

Portée : $l = 27{,}94$ m
Largeur de la chaussée : quatre voies de circulation $b = 13{,}00$ m
A(l) = 1,440 t/m²
A(l) b = 18,72 t/m
$M_A(l)$ à mi-portée = 1 826,7 tm
Excentricité de la surcharge A(l) : $e = 0{,}1017$ m.

	Poutres N°	1	2	3	4	5	6
Tablier $e = 0{,}2098$ m $M_T = 1716{,}4$ tm	$\frac{I_i}{\Sigma_i I_i}\Delta_i$	0,1466	0,1539	0,1619	0,1705	0,1792	0,1879
	$M_{i\,(T)}$ tm	251,6	264,2	277,9	292,6	307,6	322,4
Entretoises $e = -0{,}5116$ m $M_E = 185{,}5$ tm	$\frac{I_i}{\Sigma_i I_i}\Delta_i$	0,1147	0,1301	0,1491	0,1723	0,2002	0,2337
	$M_{i\,(E)}$ tm	21,3	24,1	27,7	32,0	37,1	43,4
Moments dus aux charges permanentes	$M_{i\,(p)}$ tm	272,9	288,3	305,6	324,6	344,7	365,8
	σ'_b da N/cm²	80	71	61	53	48	59
32 T 32 A = 257,6 cm²	σ_a da N/cm²	1355	1307	1255	1228	1195	1191

Fig. 4. — **Moments et contraintes dus aux seules charges permanentes dans la section d'abscisse 0,5 l de chacune des six poutres principales.**

(*) Les notations employées sont celles du C. C. B. A. 1968.

(**) C. E. B. T. P. = Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, 12, rue Brancion, Paris-15e.

	Poutre N°	1	2	3	4	5	6
Surcharge A (*l*) $e = 0{,}1017$ m	$\frac{I_i}{\sum I_i}\,\Delta_i$	0,1418	0,1504	0,1600	0,1707	0,1823	0,1947
	$1{,}2\ M_{i\,(s)}$ tm	311	330	350	374	400	427
	σ'_b daN/cm²	91	81	70	62	55	69
	σ_a daN/cm²	1543	1496	1439	1417	1385	1391
Poids propre + Surcharge	$M_{i\,(p+s)}$ tm	584	618	656	699	745	793
	σ'_b daN/cm²	171	152	131	115	103	128
	σ_a daN/cm²	2898	2803	2684	2642	2580	2582

Fig. 5. — **Moments et contraintes dus à la surcharge A (*l*), d'une part, et à la conjugaison de cette surcharge et du poids propre, d'autre part, dans la section d'abscisse 0,5 *l* de chacune des poutres principales.**

Le tableau de la figure 5 indique, pour chaque poutre et à mi-portée de celles-ci, les moments et contraintes dus à la surcharge A(*l*), ainsi que les moments et contraintes dus à la fois au poids propre et à cette même surcharge.

On constate que les contraintes atteintes dans les armatures longitudinales des poutres 1, 2 et 3 dépassent la limite admissible $\bar{\sigma}_a = 2\,667$ daN/cm². Sachant en outre que les aciers à haute adhérence utilisés lors de la construction de l'ouvrage n'étaient pas d'aussi bonne qualité que ceux dont nous disposons actuellement, il fut décidé de renforcer non seulement les poutres n^{os} 1, 2 et 3, mais aussi la poutre n° 4, les sections d'armatures de renforcement allant en décroissant de la poutre n° 1 à la poutre n° 4.

III,2.3. - Disposition des tôles longitudinales de renforcement.

On remarquera sur les figures 6, 7, 8 et 9 la disposition en chaînage des lits de tôles longitudinales.

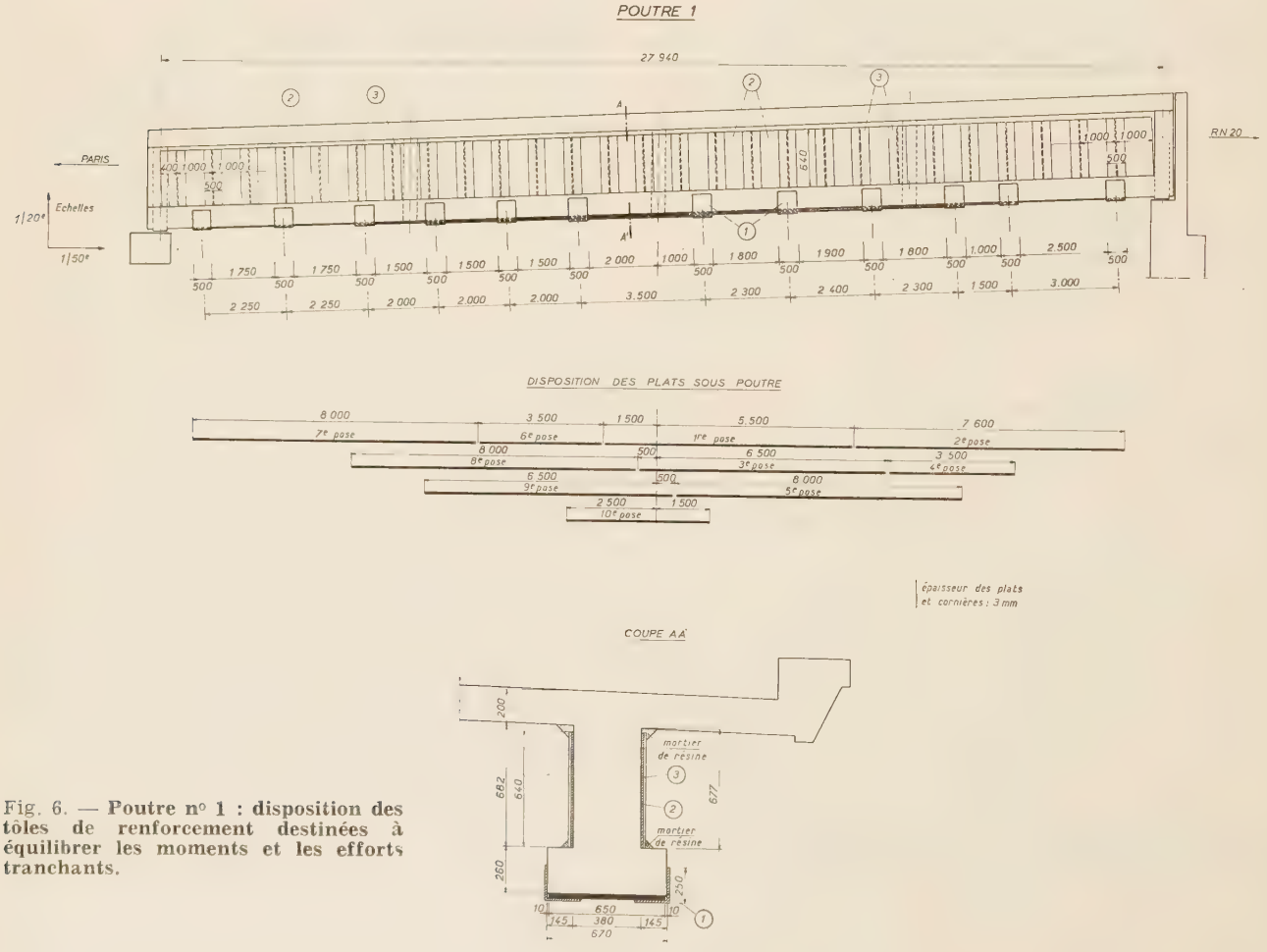


Fig. 6. — **Poutre n° 1 : disposition des tôles de renforcement destinées à équilibrer les moments et les efforts tranchants.**

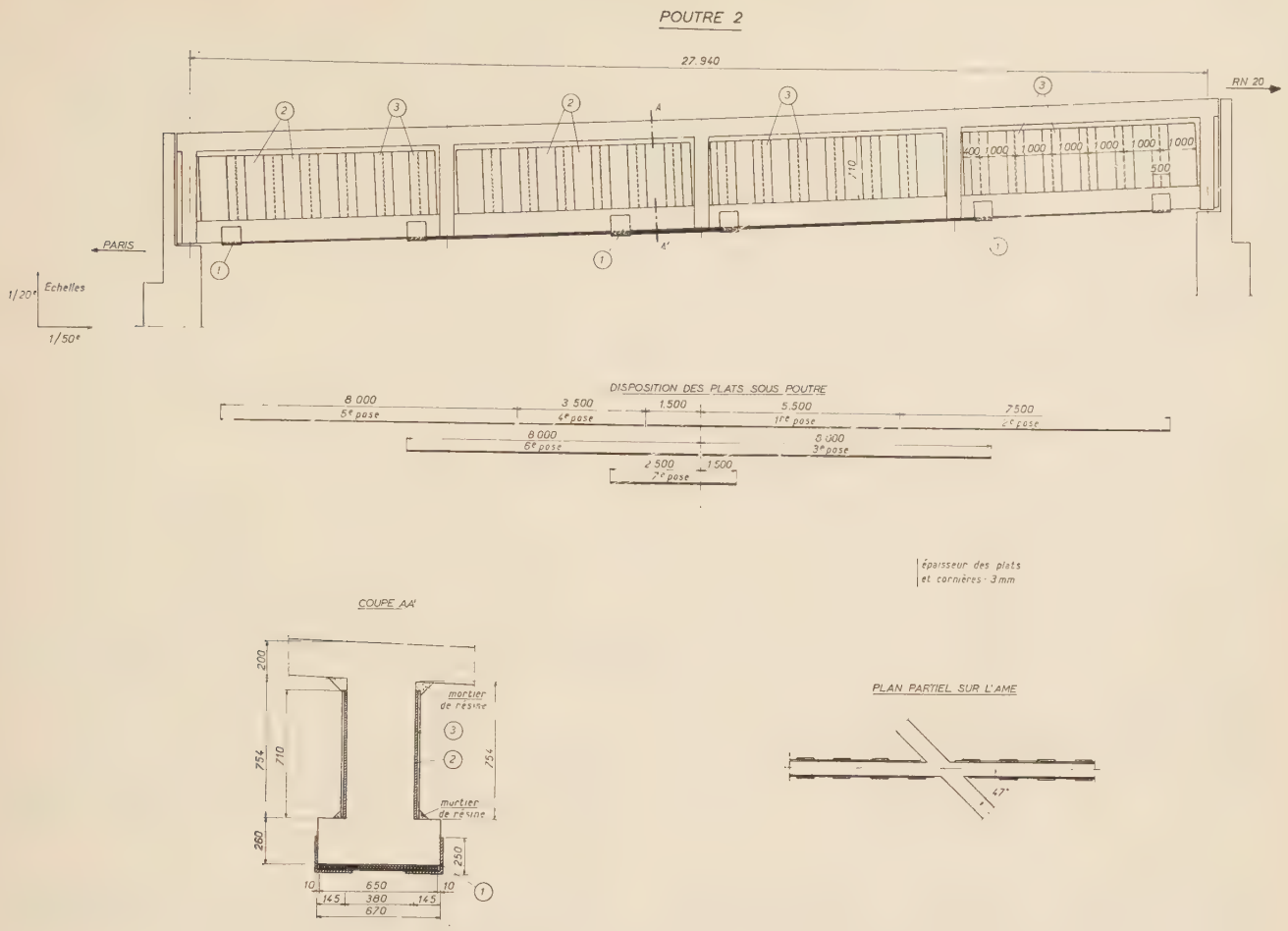


Fig. 7. — **Poutre n° 2 : disposition des tôles de renforcement destinées à équilibrer les moments et les efforts tranchants.**

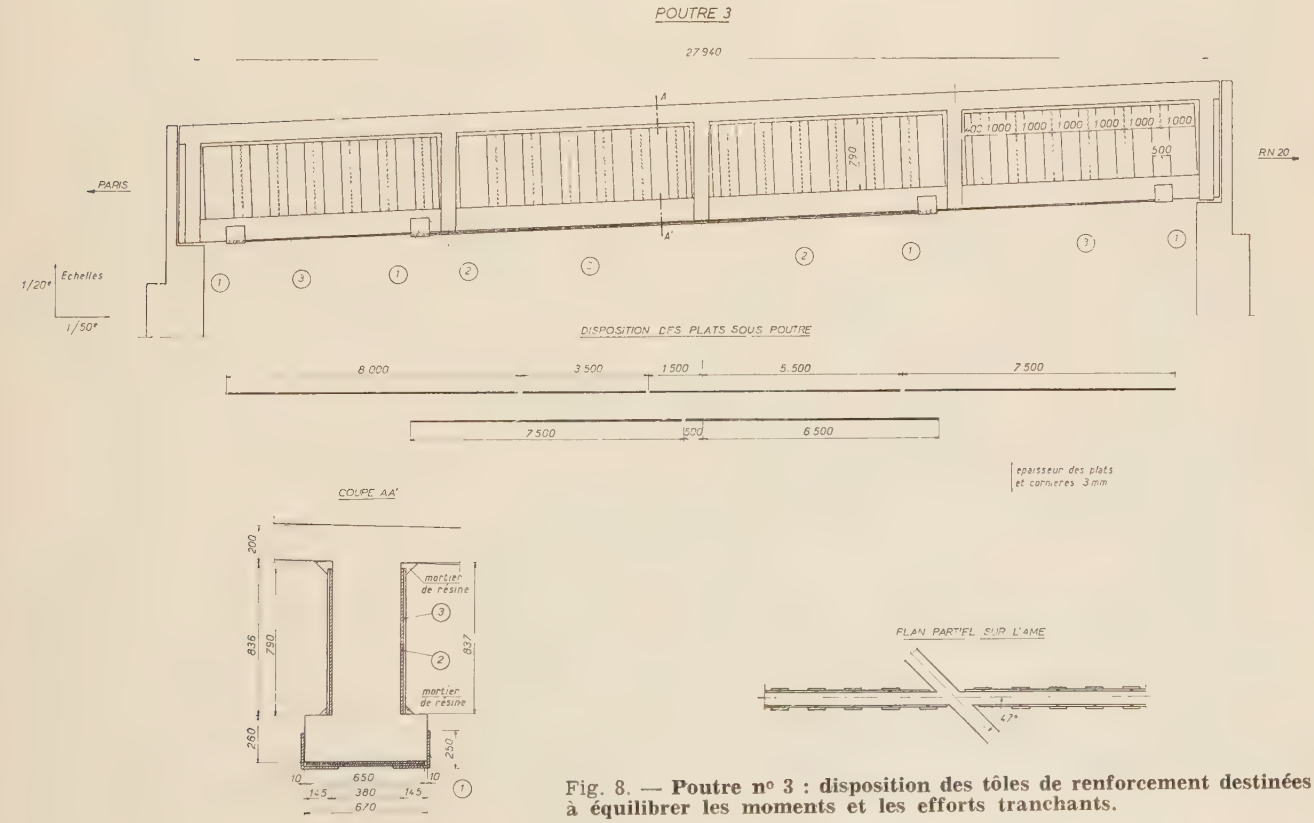


Fig. 8. — **Poutre n° 3 : disposition des tôles de renforcement destinées à équilibrer les moments et les efforts tranchants.**

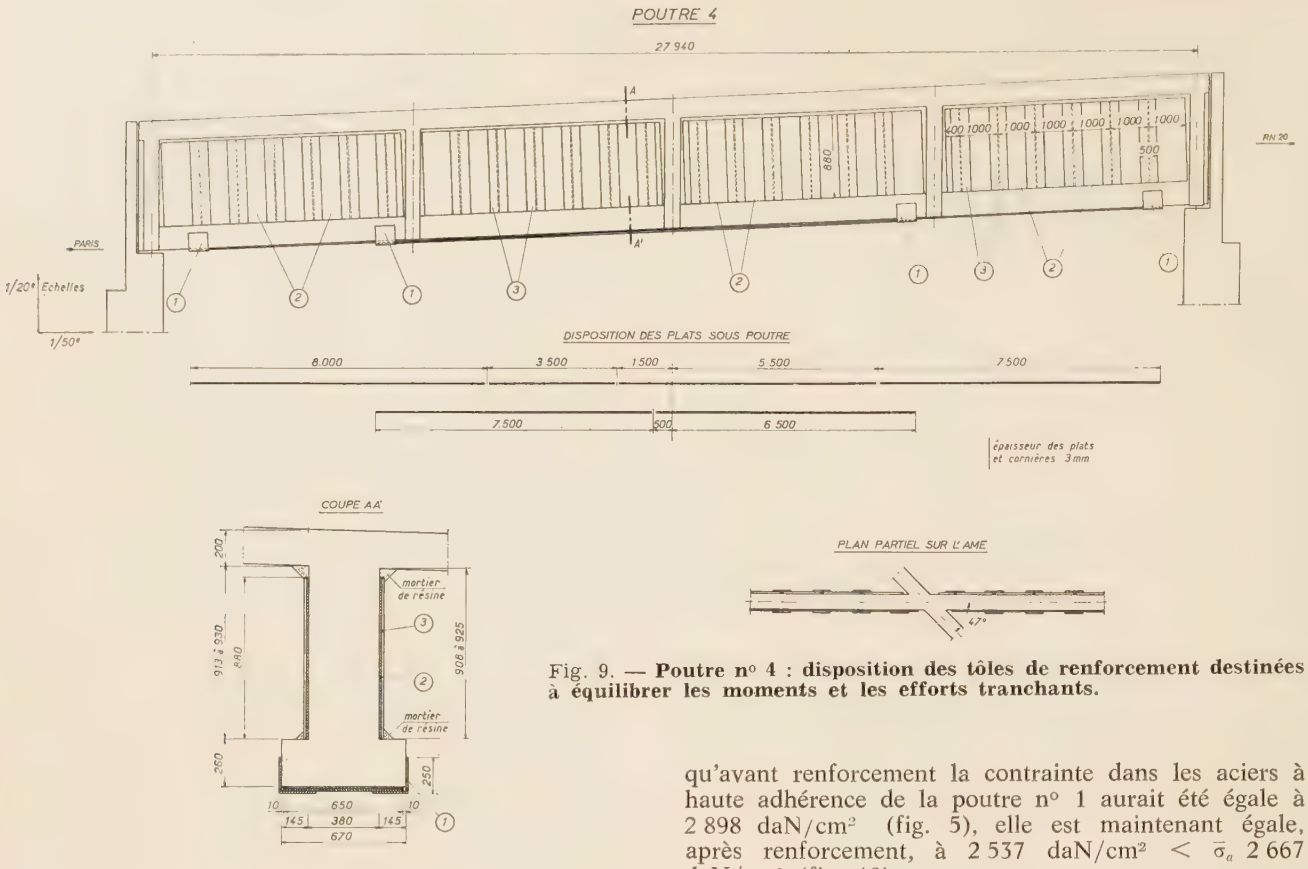


Fig. 9. — **Poutre n° 4 : disposition des tôles de renforcement destinées à équilibrer les moments et les efforts tranchants.**

Cette disposition était nécessaire car il n'était pas possible, pour des raisons pratiques, de coller des tôles d'une longueur égale à celle des poutres et que, de plus, les tôles fournies avaient une longueur au plus égale à 8 m. C'est ainsi que la poutre n° 1 est renforcée par quatre lits de tôle dont l'un sert de couvre-joint continu, il n'y a donc, théoriquement, que trois tôles actives à mi-travée.

A chaque extrémité libre des plats, on a disposé en vue de la sécurité des cornières en tôle notées (1) sur les figures précitées.

III,2.4. - Contraintes dans le béton et dans les aciers après renforcement.

Vu le taux des contraintes mises en jeu dans les armatures existantes sous la seule action du poids mort (fig. 4), il n'a pas été nécessaire d'envisager de soulager le pont d'une manière ou d'une autre lors de son renforcement.

Cela signifie alors que la totalité des efforts dus au poids mort est prise en compte uniquement par les armatures en place, alors que les efforts apportés par les surcharges se répartissent à la fois dans ces dernières et dans les armatures lamellaires prévues pour le renforcement.

En fonction de ce qui précède, le calcul a été conduit comme il a été indiqué en [5], page 43. Les résultats de ce calcul sont donnés dans le tableau de la figure 10.

A l'examen de ce tableau, on constate que lorsque l'ouvrage supportera la surcharge A (l) en plus de son propre poids, les contraintes dans les tôles de renforcement ne dépasseront pas 1 383 daN/cm² $< \bar{\sigma}_{uR}$ = 1 600 daN/cm² (tôles en Adx). En outre, alors qu'avant renforcement la contrainte dans les aciers à haute adhérence de la poutre n° 1 aurait été égale à 2 898 daN/cm² (fig. 5), elle est maintenant égale, après renforcement, à 2 537 daN/cm² $< \bar{\sigma}_a$ 2 667 daN/cm² (fig. 10).

Le fait de prévoir des armatures de renforcement a eu, d'autre part, l'avantage évident de faire quelque peu chuter les contraintes de compression dans le béton.

III,3. - Renforcement à l'effort tranchant des poutres principales de l'ouvrage.

Nous indiquerons seulement ici les causes du renforcement sous l'action de l'effort tranchant et la manière dont les calculs ont été conduits en en faisant l'application sur un exemple.

III,3.1. - Efforts tranchants dans les poutres principales au nu des appuis.

Les efforts tranchants dus aux charges permanentes et à la surcharge sont respectivement indiqués dans le tableau de la figure 11. Les données introduites dans ce tableau sont relatives aux efforts prenant naissance au nu des appuis des différentes poutres.

Effort tranchant \ Poutre n°	1	2	3	4	5	6
Charges permanentes T_p t	39,7	38,8	42,5	45,9	48,5	50,8
Surcharge A(l) T_s t	44,0	47,2	50,0	53,4	57,2	61

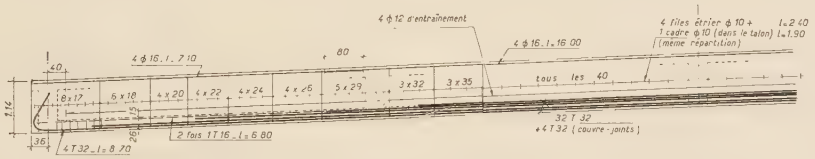
Fig. 11. — **Valeurs de l'effort tranchant dans les poutres principales au nu des appuis.**

	Poutre n°	1	2	3	4	5	6
$\sigma_{en} = 4\,000$ daN/cm²	Section d'acier HA en place 32 T 32 cm²	257,6	257,6	257,6	257,6	257,6	257,6
$\sigma_{en} = 2\,400$ daN/cm²	Section des tôles $e = 3$ mm $l = 65$ cm cm²	3 tôles 58,5	2 tôles 39	1 tôle 19,5	1 tôle 19,5	0	0
Sous l'action du moment $M_{i\,(s)}$ dû à la surcharge A (l)	σ_a (HA) daN/cm²	1182	1247	1207	1189	1385	1391
	σ_a (tôles) daN/cm²	1334	1383	1324	1293	0	0
Sous l'action du moment $M_{i\,(p+s)}$	σ_a (HA) daN/cm²	2537	2554	2462	2417	2580	2582
	σ'_b daN/cm²	166	149	128	113	103	128

Fig. 10. — **Contraintes de calcul dans les aciers à haute adhérence, dans les tôles de renforcement et dans le béton, après renforcement (section d'abscisse 0,5 l).**

III,3.2. - Nécessité du renforcement des poutres sous l'action de l'effort tranchant.

Les cours d'armatures transversales en place se composaient pour chacune des poutres de quatre étriers ⌀ 10 en acier doux et d'un cadre de talon de même diamètre. Les espacements de ces cours d'armatures variaient suivant la poutre considérée. La figure 12 indique la disposition du ferraillage initial dans la poutre n° 1, les coupes sont identiques pour toutes les poutres, mise à part la variation de leur hauteur.



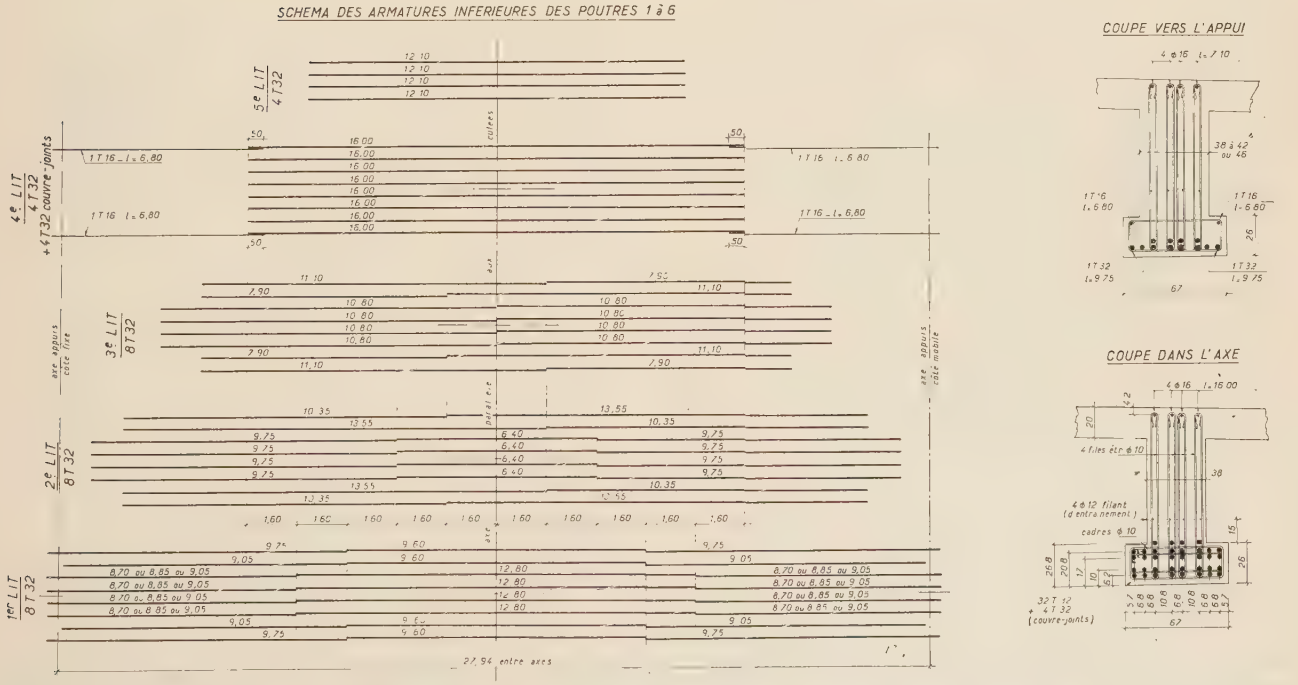


Fig. 12. — **Ferraillage initial de la poutre n° 1. Les sections d'armatures longitudinales étaient identiques pour les six poutres.**

Le calcul des contraintes prenant naissance dans les armatures transversales existantes sous l'effet du poids propre et de la nouvelle surcharge A(l) a montré que leurs valeurs étaient toutes comprises entre 1 900 et 2 900 daN/cm², alors que la limite élastique de l'acier employé était égale à 2 400 daN/cm². Il s'est donc avéré nécessaire de prévoir le renforcement des six poutres à l'effort tranchant.

III,3.3. - Renforcement des poutres sous l'effet de l'effort tranchant : méthode de calcul.

Les figures 6, 7, 8, 9, 13 et 14 rendent compte de la disposition des tôles de renforcement collées de part et d'autre de l'âme des poutres. Les tôles courantes notées (2) ont 1,00 m de largeur, elles s'étendent de la sous-face de la dalle jusqu'au talon. Leur épaisseur est de 3 mm. Leur continuité est assurée par des tôles couvre-joints notées (3), de 50 cm de largeur et de même épaisseur.

La présence des couvre-joints permet d'assimiler le plaquage de tôles sur une même joue de la poutre à une tôle continue s'étendant pour les faces extérieures des poutres n^{os} 1 et 6 d'un appui à l'autre et, pour toutes les faces des autres poutres, d'un appui à une entretoise ou d'une entretoise à une entretoise.

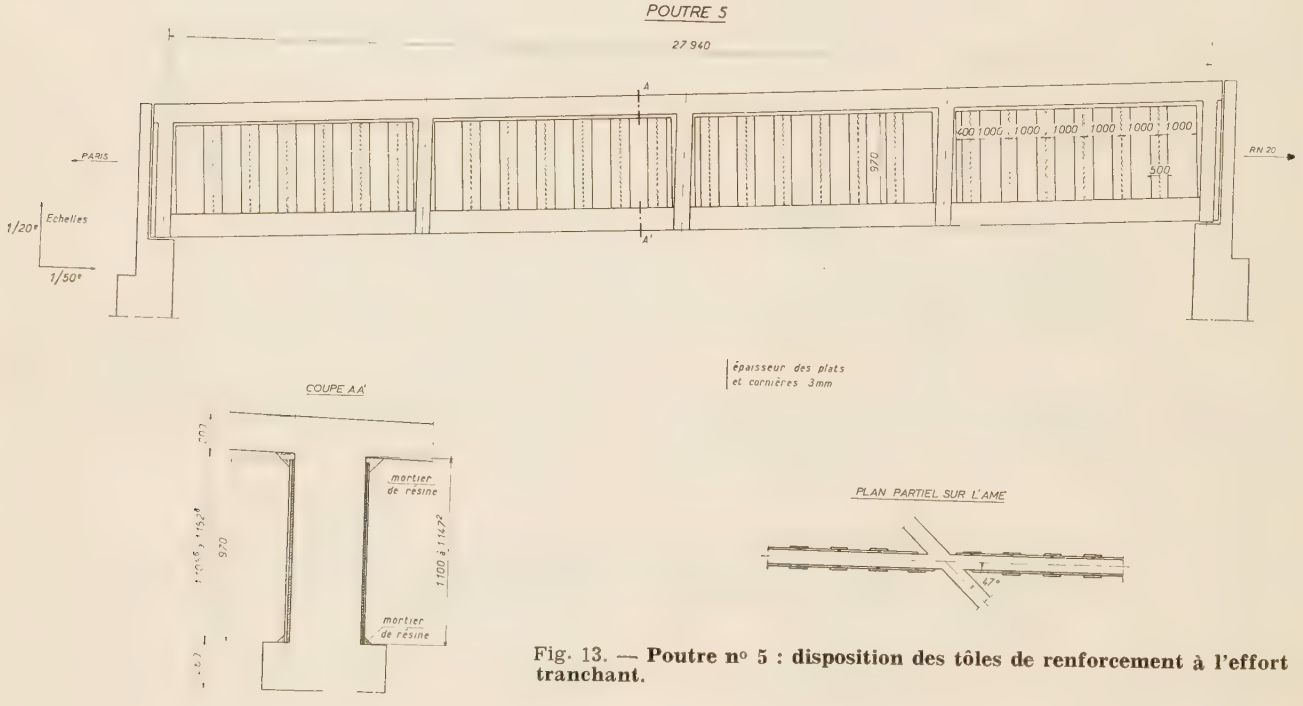


Fig. 13. — **Poutre n° 5 : disposition des tôles de renforcement à l'effort tranchant.**

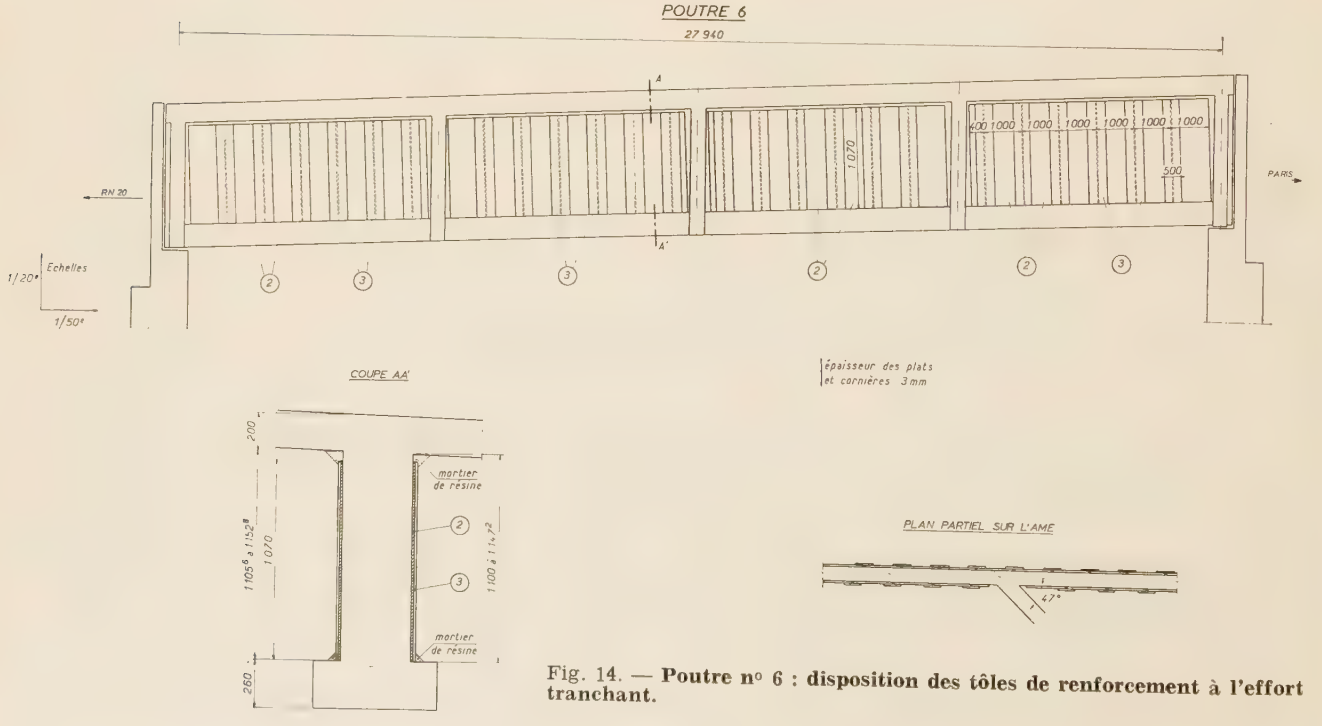


Fig. 14. — **Poutre n° 6 : disposition des tôles de renforcement à l'effort tranchant.**

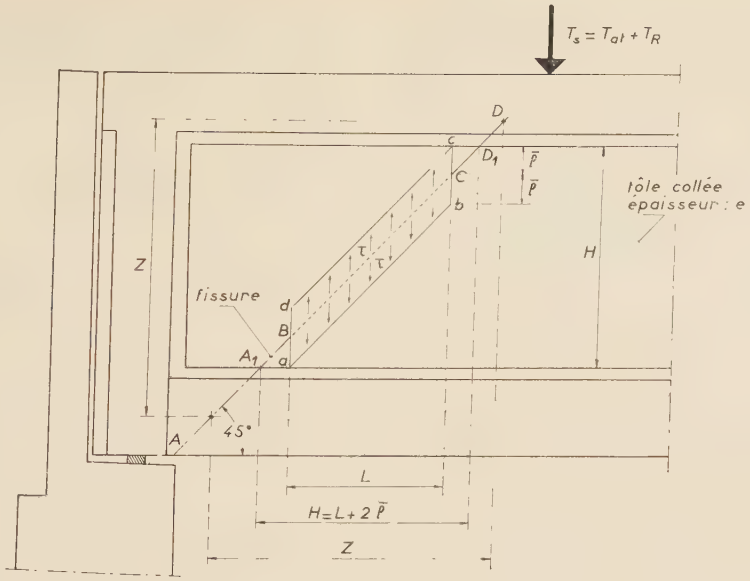


Fig. 15. — Schéma de fonctionnement d'une tôle collée sur l'âme d'une poutre fissurée sous l'action de l'effort tranchant.

Le renforcement par plaquage a donc été vérifié des deux manières suivantes :

— Dans sa partie courante, la contrainte de cisaillement dans le plaquage est calculée comme étant celle qui naîtrait dans une âme métallique d'épaisseur 2 *e* par application de la formule connue :

$$\tau_a \leqslant \frac{T}{I}\frac{S}{b} \qquad (3)$$
$$(b = 2\,e)$$

le flambement des tôles étant empêché par leur collage. $\bar{\tau}_a$ est la contrainte admissible de cisaillement à ne pas dépasser.

Cette condition a toujours été vérifiée en ne prenant en compte que les tôles seules, le béton ayant été négligé.

— Aux appuis et au droit des entretoises, il n'est plus possible de faire l'hypothèse précédente ; aussi, suivant les errements habituels, confirmés dans notre cas par les faits, admettons qu'une fissure se produise à 45° sur la longueur Z (Z : bras de levier du couple élastique au point considéré où l'effort tranchant est T_s) (fig. 15). Les cours d'armatures transversales (non apparents sur la figure) vont équilibrer sur cette longueur Z un effort T_{at} alors que les tôles collées de part et d'autre de l'âme vont équilibrer un effort T_R.

Comme nous l'avons déjà dit par ailleurs, dans le cas qui nous intéresse, si dans chaque section l'effort tranchant dû au poids propre est repris en totalité par les armatures transversales en place, l'effort tranchant dû aux surcharges est équilibré à la fois par ces mêmes armatures et par les tôles collées sur l'âme des poutres.

Revenons au calcul. Nous avons donc $T_s = T_{at} + T_R$. Compte tenu de l'existence des fissures à 45°, nous pouvons dire que les armatures existantes et les armatures de renforcement travailleront à la même contrainte. Les efforts tranchants T_{at} et T_R équilibrés par les deux systèmes d'armatures seront donc proportionnels aux sections d'armatures de ces mêmes systèmes rencontrées sur une longueur Z.

Soit A_t la section des cours d'armatures transversales initiales rencontrée sur une longueur Z. Soit A_R la section utile des tôles de renforcement rencontrée sur la même longueur.

Ecrivons que l'effort tranchant T_s est équilibré par les deux systèmes d'armatures :

$$T_s = (A_t + A_R)\,\sigma_{at_s} \qquad (4)$$

$$\text{avec } \sigma_{at_s} \leqslant \bar{\sigma}_{at} - \sigma_{at_p} \qquad (5)$$

$$\sigma_{at_s} \leqslant \bar{\sigma}_{at_R} \qquad (5')$$

σ_{at_s} = contrainte dans les deux systèmes d'armatures sous l'effet de la surcharge

σ_{at_p} = contrainte dans les armatures transversales en place sous l'effet du poids propre

$\bar{\sigma}_{at}$ = contrainte admissible des armatures transversales en place

$\bar{\sigma}_{at_R}$ = contrainte admissible des armatures lamellaires de renforcement.

Si la condition (5) est nécessaire et suffisante pour les armatures transversales en place, la condition (5') n'est que nécessaire pour les plats collés. Il est indispensable, en effet, de vérifier une autre condition qui est celle concernant l'adhérence entre les plats collés et le béton. Nous avons établi en particulier lors d'essais effectués par ailleurs (cf. [5] en I.1.3) sur la répartition des contraintes de cisaillement dans un collage acier-béton que la longueur de collage efficace est peu différente de 20 cm et que la charge de rupture pour une tôle de 3 mm d'épaisseur, par exemple, est égale à 445 kg/cm. Pour introduire ces données dans les calculs, nous sommes obligés de déterminer une contrainte de cisaillement acier-béton admissible $\bar{\tau}_{ab}$ et une longueur de collage admissible $\bar{l}$ afin d'avoir une sécurité suffisante. La répartition de la contrainte de cisaillement dans un collage étant exponentielle, la contrainte de cisaillement s'évanouit d'autant plus vite que la longueur l de collage augmente. C'est ainsi que, pour le moment, nous avons attribué à l une longueur admissible :

$$\bar{l} = 10 \text{ cm}$$

Reportons-nous de nouveau à la figure 15 et déterminons, d'après ce qui vient d'être dit, la section utile A_R des tôles de renforcement collées sur l'âme rencontrée sur une longueur Z. Sur cette longueur, la fissure AD, inclinée à 45°, est « cousue » par deux tôles collées sur les faces verticales de l'âme de la poutre sur une longueur BC de projection horizontale L. Tout point

courant de la fissure pris en dehors de BC ne peut pas être considéré cousu par la tôle collée, car si l'on trace sur cette tôle un parallélogramme incliné à 45° abcd pour lequel Ba = Bd = Cb = Cc = $\bar{l}$ = 10 cm, on constate que tout point de BC dispose verticalement, de part et d'autre de BC, d'une longueur de collage au moins égale à $\bar{l}$, alors qu'il n'en est plus de même pour les points se trouvant entre B et A_1 ou entre C et D_1.

L étant définie comme la longueur utile des tôles de renforcement rencontrée sur Z, et H étant la hauteur de ces mêmes tôles, on a :

$$L = H - 2\bar{l}$$

d'où $A_R = 2\ e\ L$

et $$T_R = 2\ e\ L\ \sigma_{at_s} \qquad (6)$$

Ecrivons en outre que l'effort tranchant T_R doit être équilibré par les efforts de cisaillement se développant par l'intermédiaire de la résine entre le béton et la bande d'acier abcd.

$$T_R \leqslant 2\ \bar{\tau}_{ab}\ \bar{l}\ L \qquad (7)$$

$\bar{\tau}_{ab}$ étant la contrainte admissible de cisaillement dans le plan de collage acier-béton.

Le renforcement à l'effort tranchant d'un élément de structure par tôles collées doit pouvoir répondre impérativement aux conditions (5'), (6) et (7).

Application

Dans le cas particulier du renforcement du PI CD 126, les conditions (5'), (6), (7) ont toujours été remplies. Effectuons néanmoins un calcul d'application dans la section d'abscisse 0,20 m de la poutre n° 1, section dans laquelle le rapport $\frac{T_R}{H}$ était maximum.

Les données, ainsi que les résultats des calculs de vérification en résultant avant renforcement à l'abscisse 0,20 m, sont indiqués dans le tableau de la figure 16.

Par ailleurs, nous avons : H = 64 cm, e = 3 mm,
L = 64 — 2 × 10 = 44 cm
$A_R = 2\ e\ L = 26{,}4\ cm^2$

Section d'un cours d'armatures transversales : $8\ \varnothing\ 10 = 6{,}28\ cm^2$

$$A_t = \frac{100{,}5}{17} \times 6{,}28 = 37{,}2\ cm^2$$

Remplaçons dans (4) :

$$\sigma_{at_s} = \frac{44\,000}{37{,}2 + 26{,}4} = 680\ daN/cm^2$$

Ainsi, après renforcement, la contrainte dans les armatures transversales existantes sous l'action du poids propre et de la surcharge est égale à $\sigma_{at_p} + \sigma_{at_s}$ = 1 053 + 680 = 1 733 daN/cm² ; cette contrainte peut être considérée comme étant admissible, la limite élastique des aciers employés étant de 2 400 daN/cm², elle est à comparer à celle qui existerait dans les cours d'aciers transversaux avant renforcement (fig. 16) :

$$\Sigma\ \sigma_{at} = 2\,242\ daN/cm^2.$$

Vérifions maintenant la condition (7) :

T_R = 18 200 kg

$$\tau_{ab} = \frac{18\,200}{2 \times 10 \times 44} \simeq 20\ daN/cm^2$$

Cela signifie que 1 cm linéaire de projection horizontale de tôle participante est soumis à un effort égal à :

$$\tau_{ab} \times \bar{l} = 20 \times 10 = 200\ kgf/cm.$$

Les essais ont montré par ailleurs [5] que, dans un tel collage, l'épaisseur de résine étant égale à 6/10 mm, la résistance à la rupture est égale à 445 daN/cm², soit un coefficient de sécurité égal à $\frac{445}{200}$ = 2,22.

Bien entendu, il est nécessaire de considérer, vis-à-vis de ce coefficient de 2,22, les hypothèses défavorables faites dans lesquelles on a négligé la composante verticale de l'effort de traction dans les armatures tendues à leur traversée de la fissure (effet de goujon) et la composante verticale de l'effort de compression sur le béton dans la partie de section demeurée intacte au-dessus de la fissure. Mais, habituellement, ces deux composantes que l'on sait mal déterminer sont négligées, nous n'en tiendrons donc pas compte.

Cependant, le coefficient de sécurité 2,22 a été déterminé à partir de résultats d'essais effectués sur des collages acier-béton pour lesquels l'épaisseur de résine employée était de 0,6 mm. Dans le cas qui nous intéresse, l'épaisseur de résine qui subsistait après serrage des tôles contre le béton peut être estimée comme étant à peu près égale à 1 mm. Nous savons que lorsque l'épaisseur de résine croît dans un collage acier-béton, toutes choses égales par ailleurs, la charge de rupture du collage croît. C'est ainsi que pour une tôle de 3 mm d'épaisseur, collée sur le béton par interposition d'une couche de résine de 0,6 mm, le coefficient théorique ω est égal à 0,67 ; pour une couche de résine de 1 mm d'épaisseur, il est égal à 0,52, ce qui correspondrait ([5] fig. 14) à une valeur expérimentale de $\omega < 0{,}25$. Donc si l'épaisseur de la couche de résine passe de 0,6 mm à 1 mm pour une tôle de 3 mm on peut considérer que la résistance au cisaillement du collage à rupture sera au moins égale à celle d'un collage acier-béton pour lequel la couche de résine aurait une épaisseur de 0,6 mm et dont l'épaisseur de la tôle serait d'au moins 5 mm. La résistance d'un tel collage est de 585 kgf/cm ([5], fig. 10) ; ainsi, le coefficient de sécurité aux efforts de cisaillement n'est plus alors égal à $\frac{445}{200}$ = 2,22 mais à $\frac{585}{200}$ = 2,92. Nous pouvons donc dire que le coefficient de sécurité est suffisant, compte tenu de la fragilité à rupture de tels collages.

	Charges permanentes		Surcharges						
	T_p t	τ_p daN/cm²	T_s t	τ_s daN/cm²	t cm	z cm	σ_{at_p} daN/cm²	σ_{at_s} daN/cm²	$\Sigma\ \sigma_{at}$ daN/cm²
Avant renforcement	39,1	9,3	44	10,4	17	100,5	1053	1189	2242

Fig. 16.

Nous venons de traiter ici le cas le plus défavorable qui montre que le renforcement prévu équilibre une partie suffisante des sollicitations dues aux surcharges.

Bien entendu, toutes les autres vérifications d'usage concernant l'effort tranchant, à savoir le calcul de la contrainte de compression dans la bielle d'about ainsi que celui de la section d'armatures longitudinales nécessaire aux appuis ont été effectuées par ailleurs.

IV. — REALISATION DU RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE

Si la conception d'un renforcement tel que celui de l'ouvrage en cause pose quelques problèmes du fait que l'on n'est plus maître de tous les paramètres et qu'il faut traiter l'affaire compte tenu de l'étude initiale, la réalisation doit elle aussi être envisagée avec beaucoup de sérieux si l'on veut s'éviter certains déboires.

Nous ne reviendrons pas ici sur la façon dont doivent être préparées les surfaces des subjectiles acier et béton sinon pour parler des questions particulières qui se sont posées avant et pendant la réalisation.

IV,1. - Préparation des surfaces du béton.

Il avait été prévu de sabler le béton afin de le débarrasser de la laitance superficielle peu résistante et de le nettoyer de toutes les poussières et inclusions qui s'y étaient déposées au cours de douze années et de le meuler si nécessaire afin de rectifier les défauts de planéité.

Le sablage a effectivement été réalisé et a généralement été suffisant pour les sous-faces des poutres. Il n'en a pas été de même pour les joues. L'apparence extérieure qui était belle avant sablage présentait cependant des bombements importants dus sans aucun doute à la déformation des coffrages sous la poussée du béton au moment du coulage, bombements trop importants pour pouvoir être supprimés par meulage. L'entreprise utilisa alors deux bouchardes à trois têtes à air comprimé qui accélérèrent le travail, chaque tête étant munie de huit pointes. La rugosité relativement importante des surfaces après ce traitement fut estompée par meulage.

Sur la photographie de la figure 17, on remarquera sur la joue visible de la poutre de rive (poutre n° 1) des parties plus foncées et des plages plus claires. Les premières sont celles jugées suffisamment planes après sablage alors que les secondes sont celles qui ont dû subir en plus un bouchardage suivi d'un meulage.

Il est à noter que ce travail de préparation de la surface du béton (359 m²) a représenté une partie importante du coût de l'opération et du temps nécessaire à la réalisation.

IV,2. - Préparation des tôles.

Les tôles ont été sablées (silex 20/26), dégraissées au trichloréthylène et enduites d'une couche de primaire époxyde afin de les protéger contre la corrosion jusqu'au moment de leur collage qui devait avoir lieu dans un laps de temps compris entre 24 heures et 5 jours après les opérations de sablage et l'enduction.

Ces tôles étaient préparées à l'abri puis enveloppées dans une feuille de polystyrène pour les protéger contre les salissures et les chocs dus au transport.

Les tôles longitudinales livrées en longueur de 4,00 m ont été soudées afin d'obtenir des longueurs maximales de 8,00 m, l'opération de soudage ayant lieu, bien entendu, avant sablage et enduction.

IV,3. - Organisation du chantier.

Toute l'organisation du chantier a été envisagée en fonction des deux points suivants :

— A partir du moment où l'on mélange la résine et le durcisseur jusqu'au moment où la tôle est par-

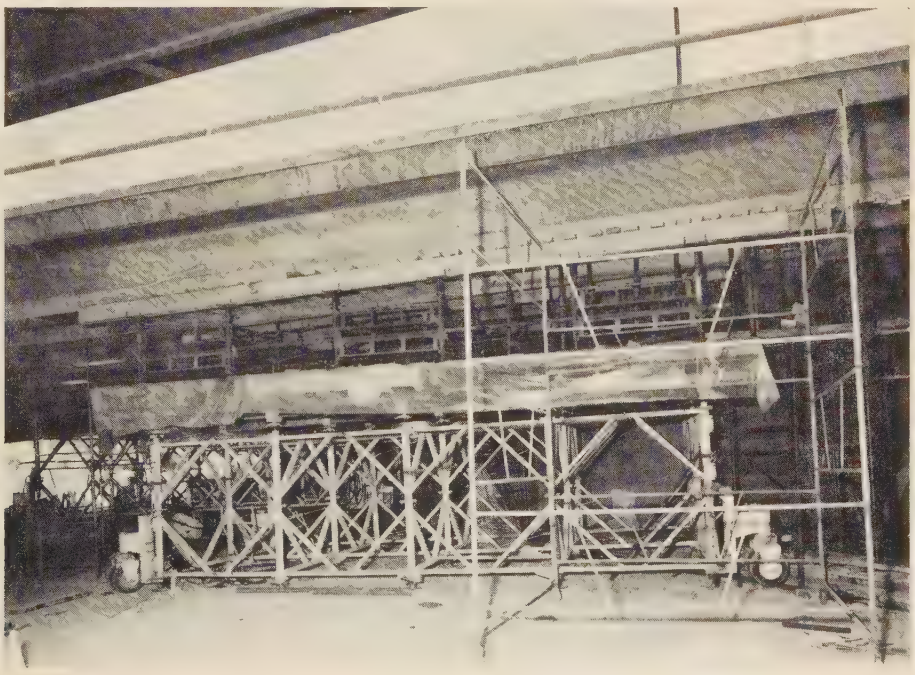


Fig. 17. — **Vue de la poutre n° 1 après sablage, bouchardage et meulage.**

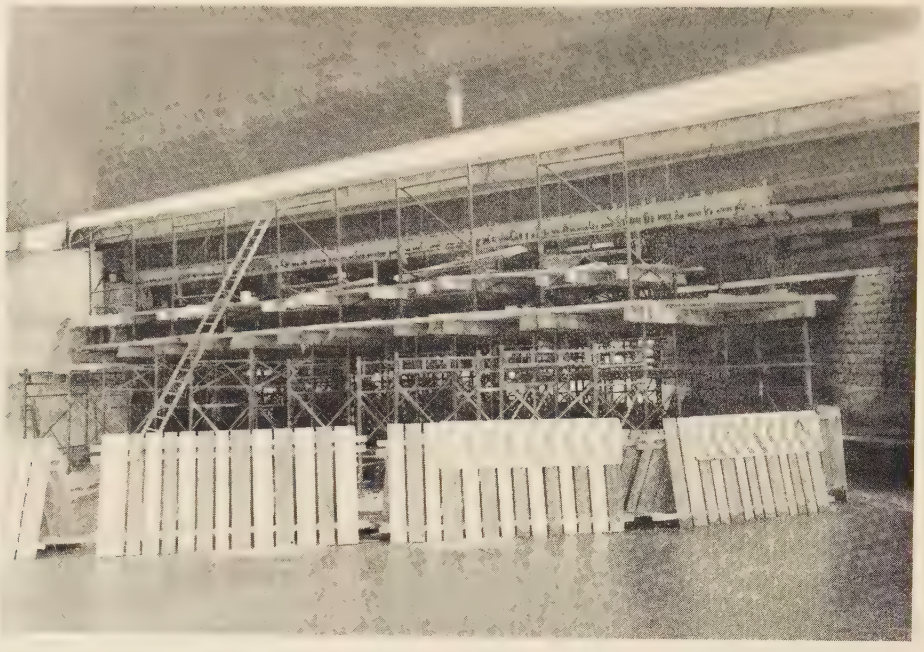


Fig. 18. — **Poutre n° 1 : les opérations de collage sont terminées.**

faitement serrée contre le béton, il ne doit pas s'écouler plus de 30 minutes à 20° C. Passé ce laps de temps, la viscosité du mélange augmentant du fait de sa réticulation, il n'est plus possible de coller dans de bonnes conditions.

— La circulation devait rester ouverte sur la moitié du CD 126, ce qui obligeait l'entreprise à prévoir le renforcement en conséquence.

C'est ainsi que toutes les opérations ayant été préparées et répétées avec l'équipe qui avait la charge du renforcement, celui-ci a pu démarrer et être effectué dans les conditions optimales.

IV,4. - **Réalisation du renforcement.**

Les photographies des figures 17 et 18 montrent les échafaudages qui ont été nécessaires pour permettre le travail des ouvriers au niveau des poutres, c'est-à-dire la disposition des tôles et leur encollage, puis leur serrage contre le béton.

On remarquera les vérins à vis qui, par l'intermédiaire d'une plaque de contreplaqué et d'une feuille de polystyrène expansé, viennent exercer une pression suffisante sur la tôle.

La vue de dessous du système de poutraison de l'ouvrage apparaît sur la figure 19 : poutres principales et entretoises. Les tôles de joue sont collées sur l'une des poutres. La mise en place d'une de ces tôles est réalisée sur la figure 20. La pression exercée par les vérins à vis fait baver la résine, figure 21. Ces bavures sont nécessaires : elles éliminent les bulles d'air incluses et sont la preuve d'un bon collage.

Fig. 19. — **Vue de dessous de l'ouvrage.**

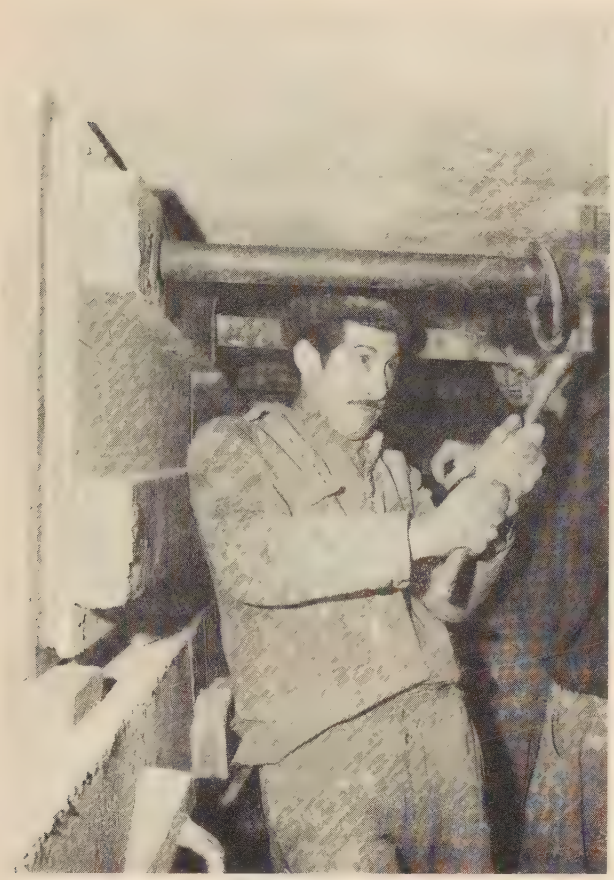


Fig. 20. — **Serrage d'une tôle contre l'âme d'une poutre.**

Fig. 21. — **Ecoulement nécessaire de la résine après serrage.**

V. — ESSAI DU PONT APRES RENFORCEMENT

Il aurait été dommage de ne pas se ménager la possibilité d'effectuer, après son renforcement, l'essai de l'ouvrage afin de confronter les hypothèses de calcul et les résultats obtenus à partir des mesures.

Cette possibilité, nous l'avons eue grâce à la compréhension du service responsable des Ponts et Chaussées.

V,1. - Essai : chargements, dispositif de mesures.

V,1.1. - Chargements.

Les différents chargements ont été réalisés à partir des convois du système Bc. Ces convois ont été placés suivant deux dispositions : trois camions de front (six camions au total), disposition A (fig. 22), ou quatre camions de front (huit camions au total), disposition B. Chaque disposition, A ou B, a donné lieu à trois cas de chargement (fig. 23).

Chargements A_1 et B_1 : efforts tranchants maximaux sur l'appui nord

Chargements A_2 et B_2 : moments fléchissants maximaux en travée

Chargements A_3 et B_3 : efforts tranchants maximaux sur l'appui sud

(Dans ce dernier cas, les premières roues des essieux arrières des premiers camions étaient le plus près possible de l'appui).

Bien entendu, les six cas de chargement ont été réalisés de manière statique, chaque camion pesant 30 tonnes.

V,1.2. - Dispositif de mesure.

Afin de ne pas trop alourdir le budget de l'essai, nous avions décidé d'effectuer des mesures assez complètes sur les poutres n^{os} 1 et 2 et de ne faire que quelques mesures de vérification sur les poutres n^{os} 3 et 4.

Les mesures de déformation ont été effectuées au moyen de jauges à fil résistant collées sur les tôles de renforcement (fig. 24).

A mi-portée des poutres, on est venu disposer des jauges unidirectionnelles afin de mesurer les déformations des tôles provoquées sous l'effet des moments fléchissants appliqués. La figure 25 indique l'emplacement précis des jauges collées sous le talon des poutres n^{os} 1, 2, 3 et 4. On a placé sur les joues des poutres au droit des sections se trouvant à mi-portée des poutres n^{os} 1 et 2, des jauges permettant de déterminer la position réelle de l'axe neutre.

Fig. 22. — **Vue d'un essai de chargement.**

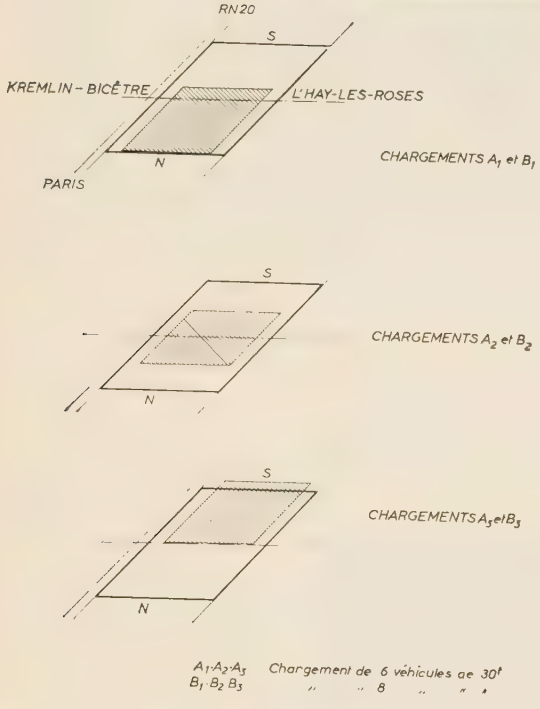


Fig. 23. — **Position des différents cas de chargement.**

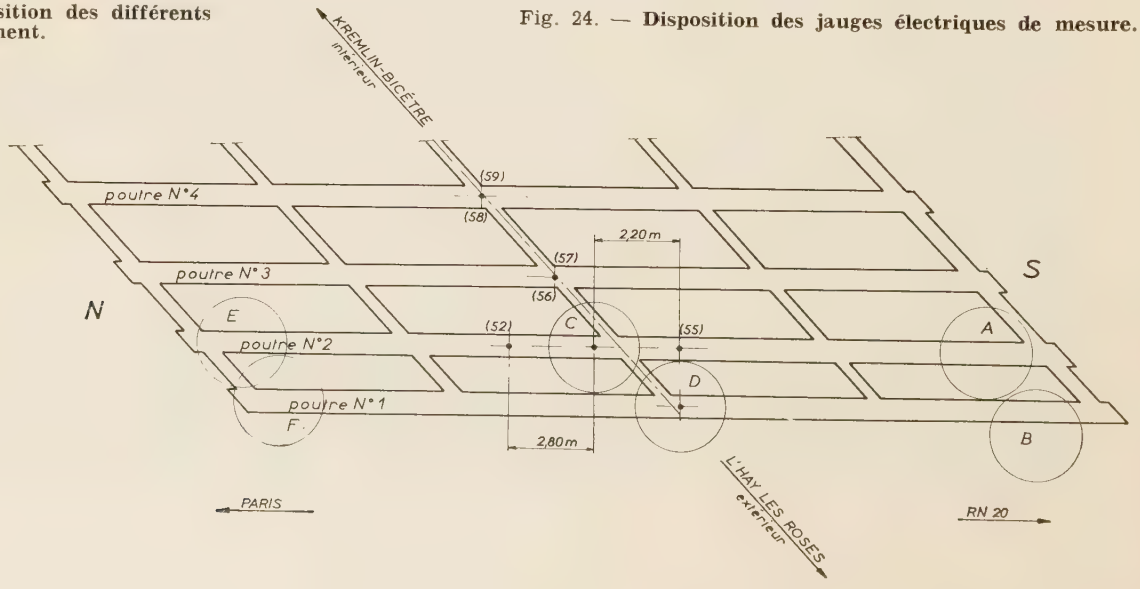
D'autre part, à proximité des appuis des poutres nos 1 et 2, on a placé des rosettes (les rosettes employées étaient constituées chacune de trois jauges unidirectionnelles, deux d'entre elles étant perpendiculaires, la troisième inclinée à 45° sur les deux autres) dans le but de déterminer la direction et l'intensité des contraintes principales de compression et de traction permettant de calculer la direction et l'intensité des contraintes de cisaillement. Les emplacements de ces rosettes sont indiqués sur les figures 26 et 27, les trois numéros apparaissant à chaque emplacement de rosette correspondant aux trois jauges dans l'ordre suivant : verticale, horizontale, inclinée à 45°.

Les mesures de déformation ont été effectuées pour les six cas de chargement.

Les résultats de toutes ces mesures sont consignés en annexe.

De plus, des mesures de flèche ont été faites par nivellement en six points choisis aux appuis et à mi-portée des poutres nos 1 et 6.

Fig. 24. — **Disposition des jauges électriques de mesure.**



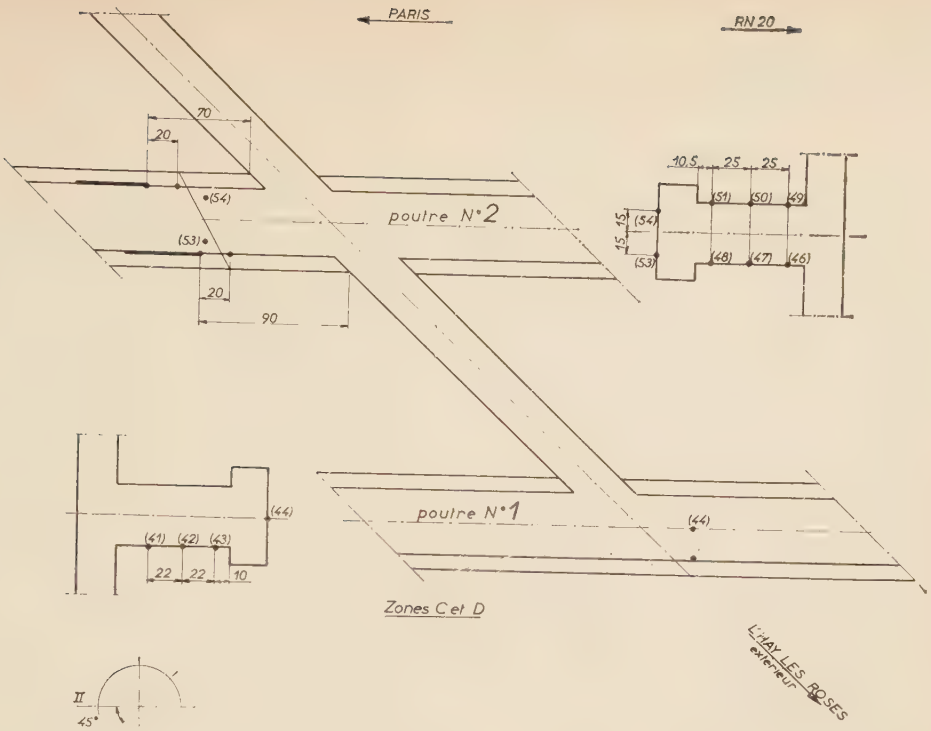


Fig. 25. — **Disposition des jauges unidirectionnelles dans les zones C et D (fig. 24).**

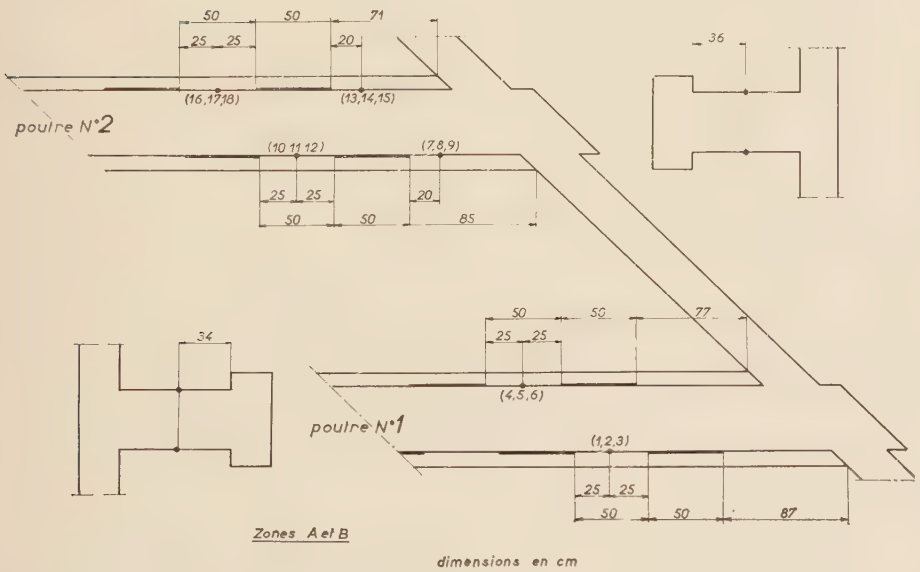
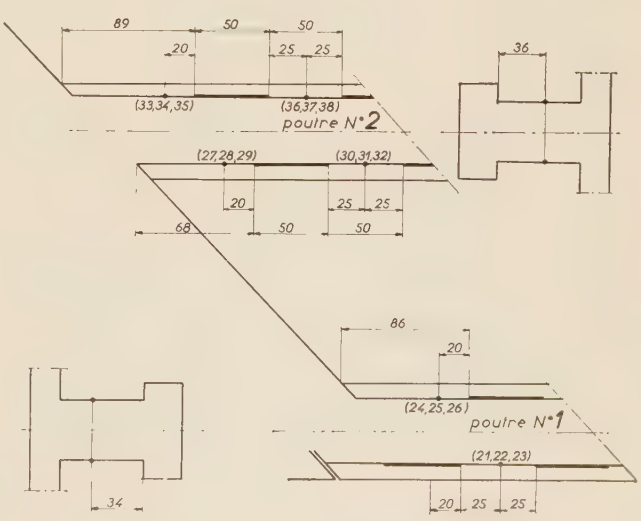


Fig. 26. — **Disposition des rosettes dans les zones A et B (fig. 24).**

Fig. 27. — **Disposition des rosettes dans les zones E et F (fig. 24).**

V,2. - Résultats des essais ; leur comparaison avec les résultats de calcul obtenus par la résolution théorique du système de poutres croisées formé par l'ouvrage.

Disposant des résultats d'essais, il a semblé intéressant de les comparer aux résultats que donnerait le calcul du pont par la résolution du système de poutres croisées formé par son tablier, méthode tout à fait générale ne faisant intervenir aucune hypothèse simplificatrice du point de vue de la résistance des matériaux.



		Cas de chargement	A_1	A_2	A_3	B_1	B_2	B_3
Poutre n° 6	*a* appui côté Paris	*f* mesurée mm	+ 1	0	0	0	+ 1	+ 3
		f calculée mm	0	0	0	0	0	0
	b mi-portée	f_m mm	— 7	— 10	— 6	— 9	— 12	— 7
		f_c mm	— 9,1	— 13,3	— 6	— 13,6	— 17,5	— 7,9
	c appui côté RN 20	f_m mm	0	+ 1	0	+ 2	+ 2	+ 2
		f_c mm	0	0	0	0	0	0
Poutre n° 1	*d* appui côté Paris	f_m mm	0	0	— 1	0	0	0
		f_c mm	0	0	0	0	0	0
	e mi-portée	f_m mm	— 7	— 10	— 7	— 10	— 15	— 10
		f_c mm	— 9,1	— 15,7	— 9,2	— 12,4	— 21,4	— 12,6
	f appui côté RN 20	f_m mm	0	0	+ 1	+ 1	0	0
		f_c mm	0	0	0	0	0	0

Fig. 28. — **Tableau comparatif entre les flèches mesurées et les flèches calculées.**

C'est ainsi que pour les six cas de charge dont il a déjà été parlé nous avons déterminé, à l'aide de l'ordinateur, les efforts et les déformations prenant naissance dans les éléments du pont suivant un programme établi au C.E.B.T.P. par M. Absi.

Le nombre de mesures effectuées étant restreint par rapport aux nombreux résultats apportés par l'ordinateur, cela ne nous a permis d'établir que des comparaisons ponctuelles et non une comparaison d'ensemble comme il aurait été souhaitable.

V,2.1. - Flèches : résultats des mesures et du calcul.

Les grandeurs de ces flèches sont indiquées dans le tableau de la figure 28. Les mesures ont montré que les flèches résiduelles étaient nulles.

L'examen comparatif des flèches mesurées et des flèches calculées appelle une observation : les flèches calculées sont toujours plus importantes que les flèches mesurées.

V,2.2. - Calcul des moments appliqués aux poutres n^{os} 1 et 2 à partir des résultats des mesures consignés en annexe.

Pour les cas de chargements A_2 et B_2 (fig. 23) on a représenté graphiquement sur les figures 29 et 30 les contraintes correspondant aux mesures enregistrées à l'aide des jauges simples disposées à mi-portée des poutres n^{os} 1 et 2 (sections C et D, fig. 24).

Il est possible, à partir de ces diagrammes, de déterminer la position réelle de l'axe neutre. Ces positions ont été déterminées pour chacun des six cas de charge, elles n'apparaissent pas sur les figures précédentes afin de ne pas les surcharger.

Connaissant dans les sections C et D la répartition des contraintes σ_{aR} et la position de l'axe neutre, nous pouvons déterminer dans ces sections les moments équilibrés par les tôles pour chacun des six cas de chargement.

Dans les tableaux des figures 31 et 32, les données d'indice 1 sont relatives aux tôles longitudinales collées sous le talon des poutres, les données d'indice 2 sont relatives aux tôles de joue, lesquelles participent à la flexion d'ensemble puisque les couvre-joints en assurent la continuité, les données d'indice 3 sont relatives aux armatures en place (acier Tor).

Les valeurs des moments équilibrés par les armatures de renforcement sont indiquées dans ces tableaux, ainsi que les valeurs des moments appliqués aux aciers à haute adhérence qui sont obtenues par soustraction entre les moments théoriques calculés à l'ordinateur (M_{ord}) et les moments précédents. Connaissant Z_3, bras de levier relatif au couple élastique équilibré par les armatures à haute adhérence, nous en avons déduit les contraintes σ_{aE} auxquelles elles étaient soumises pour chaque cas de chargement.

La comparaison entre la valeur des contraintes précédentes σ_{aE} et des contraintes σ_{aR} déterminées à partir des mesures de déformations montre qu'apparemment $\sigma_{aE} > \sigma_{aR}$ alors que la théorie laisse espérer l'inverse puisque $Z_1 > Z_3$.

Les raisons de cette inversion peuvent être très nombreuses, nous en citerons quelques unes :

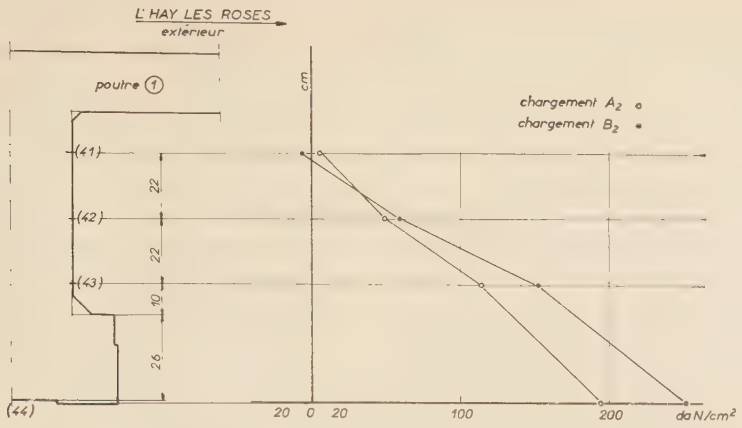


Fig. 29. — **Diagramme des contraintes dans la section D (fig. 25).**

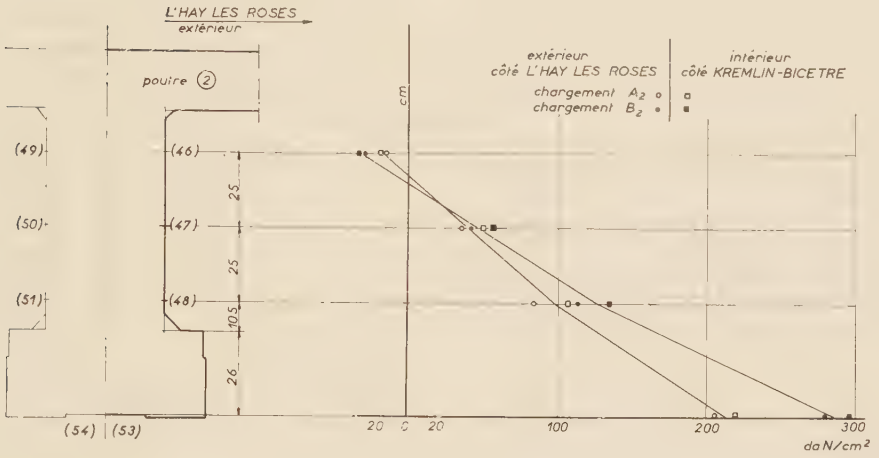


Fig. 30. — **Diagramme des contraintes dans la section C (fig. 25).**

Jauge 44 (fig. 24)

Poutre n° 1 — Section D

Cas de chargement	σ_{aR} daN/cm²	y exp cm	Z_1 exp cm	Z_3 exp cm	A_{c1} cm²	A_{c2} cm²	A_{c3} cm²	M_1 t. m	M_2 t. m	M_1+M_2 t. m	M_{ord} t. m	$M_3 = M_{ord} - (M_1+M_2)$ t. m	σ_{aE} daN/cm²
A_1	123,9	35	102,9	87,6	4 tôles	30,6		9,9	0,5	10,4	47,5	37,1	164
A_2	195,3	31	104,2	88,9	l = 65 cm	33		15,9	0,8	16,7	85,6	68,9	302
A_3	144,9	27,5	104,4	89,1	e = 3 mm	35,1	32 T 32 257,6 cm²	11,8	0,7	12,5	49	36,5	159
B_1	168	40	101,3	86	A_1 = 78 cm²	27,6		13,30	0,5	13,8	64	50,2	226
B_2	252	35	102,9	87,6		30,6		20,2	1	21,2	107	85,8	380
B_3	163,8	38,5	101,8	86,5		28,5		13,0	0,5	13,5	66	52,5	236

Fig. 31.

Poutre n° 2 — Section C

Cas de chargement	σ_{aR} daN/cm² (Moyenne des jauges 53 et 54 (fig. 24))	y exp cm	Z_1 exp cm	Z_3 exp cm	A_{c1} cm²	A_{c2} cm²	A_{c3} cm²	M_1 t. m	M_2 t. m	M_1+M_2 t. m	M_{ord} t. m	$M_3 = M_{ord} - (M_1+M_2)$ t. m	σ_{aE} daN/cm²
A_1	144,9	43	107,1	92,1	3 tôles = 58,5 cm²	30	32 T 32 = 257,6 cm²	9,1	0,4	9,5	63,5	54	228
A_2	213,1	43	107,1	92,1		30		13,4	0,6	14,0	112,8	98,8	415
A_3	130,2	36	109,5	94,5		34,2		8,4	0,5	8,9	52,6	43,7	180
B_1	212,1	45,5	106,3	91,3		28,5		13,5	0,5	14,0	84,8	70,8	301
B_2	287,7	40,5	108	93		31,5		18,2	0,8	19,0	148,5	129,5	540
B_3	166	47	105,8	90,8		27,6		10,3	0,4	10,7	72	61,3	260

Fig. 32.

— La méthode du système de poutres croisées ne fait pas intervenir la continuité des différents éléments de poutre avec la dalle du pont. De ce fait, le calcul donne pour les moments théoriques des résultats trop importants qui, allant dans le sens de la sécurité, gênent la comparaison en augmentant le taux des contraintes théoriques par rapport à celui des contraintes réelles.

— Les mesures de déformations effectuées sur les armatures de renforcement intègrent la résistance à la traction du béton, ce fait bien connu qui n'est jamais pris en compte dans les hypothèses de calcul, minimise les déformations de l'acier.

— Les jauges de mesure étant placées sur la tôle externe d'un empilement de 4 tôles pour la poutre n° 1 et de 3 tôles pour la poutre n° 2 accusent sans aucun doute des déformations inférieures à celles qui auraient été indiquées si l'on avait eu la possibilité de placer les points de mesure sur la tôle directement en contact avec le béton, ceci à cause du glissement éventuel prenant naissance par l'intermédiaire de la couche de résine séparant chaque tôle de celle qui la précède.

Sur les figures 33 et 34 qui représentent la variation de la contrainte σ_{aR} en fonction du moment théorique calculé à partir de la méthode du réseau de poutres croisées apparaissent une partie ab qui peut être considérée linéaire et une partie Oa en pointillés dont la non-linéarité peut s'expliquer par le glissement des tôles les unes sur les autres en début de chargement.

Des essais en cours nous permettront de chiffrer ce glissement.

— D'autre part, la différence importante entre les sections d'acier en place et les sections d'acier de renforcement dont le rapport était de 3,5 pour la poutre n° 1 et 4,5 pour la poutre n° 2 (dans les sections de mesure C et D, fig. 24) laisse sans aucun doute la prédominance aux aciers en place.

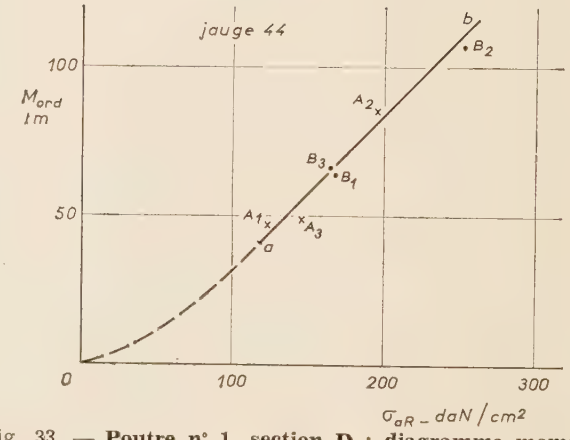


Fig. 33. — **Poutre n° 1, section D : diagramme moment théorique appliqué - contrainte dans les armatures de renforcement.**

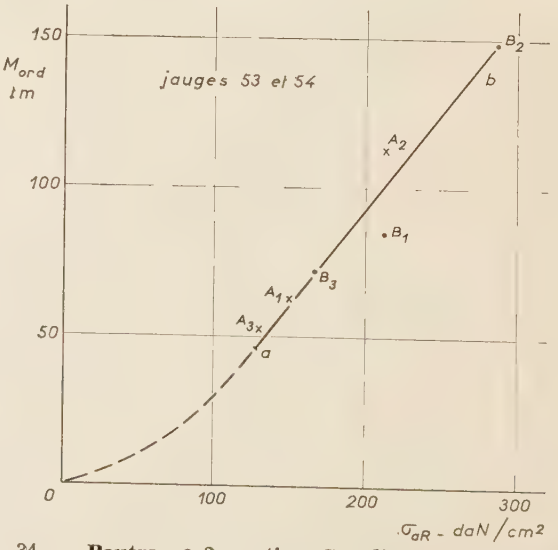


Fig. 34. — **Poutre n° 2, section C : diagramme moment théorique appliqué - contrainte dans les armatures de renforcement.**

Bien entendu, nous n'essayerons pas pour l'instant de chiffrer les facteurs de divergence dont nous venons de parler. Cependant, il est indispensable de vérifier que sous les moments appliqués à l'ouvrage sous l'action de la surcharge A (*l*) à partir de laquelle le renforcement a été déterminé, les contraintes admissibles ne seront pas dépassées dans les armatures à haute adhérence, compte tenu des résultats d'essais.

La surcharge A (*l*) provoque dans les sections médianes des poutres n° 1 et 2 des moments respectivement égaux à 311 et 330 t.m (fig. 5). Reportons-nous de nouveau aux figures 33 et 34 relatives aux mêmes sections et considérons que la linéarité de la partie ab de la courbe puisse être extrapolée, il est alors simple de déterminer, connaissant le bras de levier réel des couples élastiques (fig. 31 et 32), la partie du moment $M_{A(l)}$ équilibrée par les armatures en place et les contraintes $\sigma_{a\,A(l)}$ dans ces armatures (fig. 35).

		Poutre n° 1	Poutre n° 2
$M_{A(l)}$	t.m	311	330
$M_1 + M_2 = M_R$	t.m	61,6	42,2
$M_{A(l)} - M_R$	t.m	249,4	287,8
Z_{exp}	cm	87,6	93
$\sigma_{a\,A(l)}$ (HA)	daN/cm²	1 100	1 200

Fig. 35. — Vérification des contraintes (sections C et D) dans les barres à haute adhérence sous l'action de la surcharge A (*l*) en tenant compte des résultats d'essai.

On constate que les contraintes trouvées $\sigma_{a\,A(l)}$ dans les barres à haute adhérence sont légèrement inférieures aux contraintes préalablement calculées (fig. 10), bien que les armatures de renforcement travaillent à un taux inférieur à celui qui était prévu. L'explication de ce fait est immédiate : les bras de levier réels des couples élastiques déterminés par l'essai sont un peu supérieurs aux bras de levier indiqués par les calculs habituels (fig. 10). Cette variation de dimension des bras de levier intervient de façon négligeable dans la détermination de σ'_b.

V,2.3. - Effort tranchant - Contraintes de cisaillement dans les tôles de renforcement.

Les contraintes de cisaillement prenant naissance sous l'action de l'effort tranchant dans les tôles collées sur l'âme de la poutre sont consignées en annexe. Ces contraintes peu élevées démontrent cependant la participation du renforcement à l'effort tranchant.

Il n'est pas possible à partir de résultats d'essais trop ponctuels d'essayer de vérifier nos hypothèses de calcul qui impliquent que la totalité de l'effort tranchant soit équilibrée par les cours d'armatures transversales et les tôles de joue, d'autant plus que, dans la réalité, « la part d'effort tranchant équilibrée par les armatures d'âme n'est qu'une fraction de l'effort tranchant. La plus grande partie de ce dernier est équilibrée par le béton comprimé. Le rôle des armatures d'âme est essentiellement de préserver cette membrure comprimée d'une destruction prématurée par l'extension de la rupture du béton de l'âme ». Cette extension sera donc bien évitée en partie par les tôles collées qui s'opposent à l'ouverture et à la progression des fissures comme cela a été prévu lors de la conception du renforcement et comme il est démontré par les essais puisque les tôles, se déformant, équilibrent une partie de l'effort tranchant.

Bien entendu, le problème se complique encore ici du fait que nous avons affaire à un pont biais dans les éléments duquel se développent des moments de torsion dont l'action vient se conjuguer à celle de l'effort tranchant. C'est pourquoi les contraintes de cisaillement déterminées à partir des mesures enregistrées à l'aide de deux rosettes homologues se trouvant de part et d'autre de l'âme d'une même poutre sont nettement différentes (cf. Annexe).

VI. — CONCLUSION

Le renforcement du PI CD 126 par collage d'armatures lamellaires est l'application la plus importante et la plus intéressante faite à ce jour de la technique du béton plaqué.

Cette application a été entourée du maximum de garanties lors de la conception, lors de la réalisation et lors des essais.

Les enseignements à tirer des essais sont les suivants :

- Les flèches mesurées, moins importantes que les flèches calculées, ont donné une information globale intéressante témoignant du bon comportement de l'ouvrage sous l'action des surcharges.
- Les mesures de déformation, beaucoup plus ponctuelles que les précédentes, ont permis de constater que les armatures de renforcement travaillaient à un taux plus faible que celui prévu lors du calcul du renforcement. Cependant, il n'empêche que les contraintes prenant naissance dans le système d'armatures en place ne dépassent pas, compte tenu de l'action du système d'armatures de renforcement, leur limite admissible sous l'effet de la surcharge maximale, car le bras de levier mesuré du couple élastique est plus important que celui indiqué par la théorie élastique classique du fait de la fissuration préexistante due aux surcharges supportées par l'ouvrage pendant dix années de service continu.

D'ailleurs, il est important de noter que ces années de service ont modifié le comportement initial (élastique) de l'ouvrage et que des mesures de déformation limitées en nombre ne permettent pas d'en appréhender le nouveau comportement dans sa totalité.

Nous pensons néanmoins qu'il serait très intéressant de pouvoir répéter les essais effectués d'ici deux ou trois ans afin de suivre l'évolution de l'action du renforcement dans le temps.

Pour conclure, nous voudrions souligner l'importance des essais en place lorsqu'il s'agit de promouvoir une technique nouvelle qui n'a pas encore reçu l'aval du temps comme c'est le cas pour la technique du

béton plaqué. Plus délicats que les essais en laboratoire pour lesquels il est possible de faire varier paramètre après paramètre, ils donnent cependant une meilleure connaissance du comportement des structures et des matériaux de structure qui permet de vérifier ou rectifier les hypothèses de départ.

***

Je ne voudrais pas terminer sans remercier les personnes qui ont participé à l'opération du renforcement du PI CD 126.

Tout d'abord, je remercie M. J. PERRIN, Ingénieur des Ponts et Chaussées, qui n'a pas hésité à employer la technique du béton plaqué pour le renforcement de cet ouvrage, ainsi que ses adjoints, MM. MILLET et VEUVE.

Je tiens à remercier MM. CAUQUIL et MABIT qui ont assuré l'étude du renforcement et M. BREBET qui a eu la lourde tâche de l'exécution. Ces trois personnes sont Ingénieurs à la Société Européenne d'Entreprises.

Je remercie aussi M. ILANTZIS, du C.E.B.T.P., qui avec son équipe, a mis en place les appareils d'essais et réalisé les mesures.

Je remercie enfin mon collègue de la Direction de la Recherche, M. ZANGHELLINI, qui a participé au travail de dépouillement et de synthèse des essais.

VII. — ANNEXE : RESULTATS DES ESSAIS

Les quatre tableaux suivants rendent compte des résultats obtenus.

Le tableau I indique les résultats se rapportant aux jauges simples placées à mi-portée des poutres 1 à 4. Pour chaque chargement, on donne les résultats des mesures de déformations relatives en 10^{-6} ainsi que les contraintes correspondantes calculées avec un module d'élasticité longitudinal de l'acier de $2{,}1 \cdot 10^6$ daN/cm^2.

Les tableaux II, III et IV sont relatifs aux rosettes placées à proximité des appuis des poutres 1 et 2. Dans ces tableaux, l'ordre des numéros des trois jauges de chaque rosette est le suivant : verticale, horizontale, inclinée à 45°. Les résultats des mesures des déformations relatives sont en 10^{-6}. Le signe positif correspond à une traction et le signe négatif à une compression.

Pour les chargements provoquant les sollicitations les plus importantes, on a calculé en chaque point de mesure les contraintes de cisaillement maximales τ, ainsi que l'angle φ fait par la normale à l'un des plans de contrainte de cisaillement maximal par rapport à la verticale. Les croquis placés en marge des tableaux III et IV explicitent l'origine et le sens de l'angle pour chaque appui. Lorsque τ est positif, cela correspond à un effort dirigé vers le bas sur le côté appui pour la section correspondante.

TABLEAU I

JAUGES		CHARGEMENTS											
		A_1		A_2		A_3		B_1		B_2		B_3	
N°	Emplacement	10^{-6}	daN/cm2	10^{-6}	daN/cm2	10^{-6}	daN/cm2	10^{-6}	daN/cm2	10^{-6}	daN/cm2	10^{-6}	daN/cm2
41	Poutre n° 1	-1	-2,1	3	6,3	5	10,5	-6	-12,6	-3	-6,3	-6	-12,6
42		12	25,2	24	50,4	19	39,9	18	37,8	28	58,8	14	29,4
43	Fig. 29	35	73,5	55	115,5	42	88,2	47	98,7	73	153,3	45	94,5
44		59	123,9	93	195,3	69	144,9	80	168	120	252	78	163,8
46		-7	-14,7	-7	-14,7	0	0	-12	-25,2	-14	-29,4	-11	-23,1
47		8	16,8	17	35,7	14	29,4	12	25,2	20	42	9	18,9
48		24	50,4	40	84	29	60,9	35	73,5	54	113,4	32	67,2
49	Poutre n° 2	-7	-14,7	-9	-18,9	-3	-6,3	-12	-25,2	-15	-31,5	-12	-25,2
50		15	31,5	24	50,4	16	33,6	18	37,8	27	56,7	12	25,2
51	Fig. 30	35	73,5	51	107,1	31	65,1	48	100,8	64	134,4	33	69,3
52		86	180,6	112	235,2	60	126	119	249,9	144	302,4	72	151,2
53		65	136,5	98	205,8	61	128,1	97	203,7	133	279,3	78	163,8
54		73	153,3	105	220,5	63	132,3	105	220,5	141	296,1	80	168
55		58	121,8	106	222,6	85	178,5	83	174,3	144	302,4	104	218,4
56		84	176,4	132	277,2	78	163,8	123	258,3	169	354,9	103	216,3
57	Poutres	93	195,3	139	291,9	82	172,2	134	281,4	182	382,2	109	228,9
58	n° 3 et n° 4	100	210	151	317,1	90	189	142	298,2	196	411,6	116	243,6
59		101	212,1	146	306,6	83	174,3	137	287,7	187	392,7	108	226,8

TABLEAU II

JAUGES			Chargement	Mesures sur jauges 10^{-6}			$\varphi°$	τ daN/cm2
				verticales	horizontales	à 45°		
CÔTE PARIS (fig. 27)	CÔTE EXTERIEUR	21.22.23	A_1	5	2	6	74,5	6,1
			A_2	3	0	8	83,5	14,1
			A_3	3	0	6	81	10
			B_1	3	2	8	87,5	11,5
			B_2	2	0	10	87	19
			B_3	0	-1	4	86,5	9,5
	CÔTE INTERIEUR	24.25.26	A_1	4	4	6	90	4,2
			A_2	5	1	7	76,5	9,4
			A_3	3	-4	8	79	19,3
			B_1	4	6	11	94,5	12,8
			B_2	3	2	23	89,5	43
			B_3	4	-3	9	79	19,3
CÔTE RN.20 (fig. 26)	CÔTE EXTERIEUR	1. 2. 3	A_1	1	3	-2	83	- 8,7
			A_2	-1	0	-4	86	- 9,5
			A_3	-1	-1	-8	90	-14,7
			B_1	-2	1	-3	74,5	- 6,1
			B_2	1	1	-8	90	-18,9
			B_3	3	4	-6	88,5	-20
	CÔTE INTERIEUR	4. 5. 6	A_1	12	12	31	90	40
			A_2	17	17	54	90	78
			A_3	12	14	48	91	73,5
			B_1	15	13	37	88,7	48,4
			B_2	24	19	65	88,5	91,5
			B_3	24	21	63	89	85

TABLEAU III

JAUGES		Chargement	Mesures sur jauges 10^{-6}			φ_0	τ daN/cm2	
			verticales	horizontales	à 45°			
CÔTE EXTERIEUR	7. 8. 9	A_1	4	4	2	90	-8,4	
		A_2	1	0	-2	95,5	-5,4	
		A_3	-4	-4	-8	90	-8,5	
		B_1	-1	1	0	45	-4,2	
		B_2	-3	-4	-6	95	-5,2	
		B_3	-1	-2	0	81	3,3	
	10.11.12	A_1	5	3	2	103	-4,7	
		A_2	3	2	-1	94	-9,5	
		A_3	-1	-2	-8	92	-13,5	
		B_1	2	1	0	99	-3,3	
		B_2	-1	0	-7	88	-13,5	
		B_3	2	6	1	73	-7,5	
CÔTE INTERIEUR	13.14.15	A_1	3	5	17	92	27,4	
		A_2	4	7	28	92	47,3	
		A_3	-1	7	35	93,5	68	
		B_1	2	4	19	92	33,6	
		B_2	2	9	34	92,7	60,3	
		B_3	3	14	44	94,5	75	
	16.17.18	A_1	7	4	17	86	24,3	
		A_2	8	4	30	87,5	50,6	
		A_3	3	1	34	89	67	
		B_1	7	2	21	85,5	35,1	
		B_2	8	2	36	87,3	65,5	
		B_3	6	2	43	88,5	82	

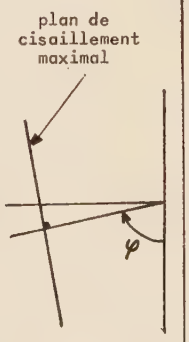


TABLEAU IV

JAUGES		Chargement	Mesures sur jauges 10^{-6}			$\varphi°$	τ daN/cm2	
			verticales	horizontales	à 45°			
CÔTE EXTERIEUR	27.28.29	A_1	4	0	7	79	11,3	
		A_2	4	-5	8	76	20,2	
		A_3	4	-5	7	74,5	18,4	
		B_1	5	0	6	72	9	
		B_2	8	-7	10	71	25,4	
		B_3	3	-7	6	74,5	19,6	
	30.31.32	A_1	8	9	13	93	9,5	plan de cisaillement maximal
		A_2	6	5	15	83,5	20,0	
		A_3	4	-2	3	62	7,6	
		B_1	9	14	20	98	18,7	
		B_2	7	5	19	87,5	27,4	
		B_3	3	-3	4	71,50	10,5	
CÔTE INTERIEUR	33.34.35	A_1	1	9	26	95,5	45,2	φ
		A_2	1	0	20	89,3	41	
		A_3	0	-4	8	84,5	21,4	
		B_1	0	10	29	96	51,5	
		B_2	0	-2	20	88,5	44,1	
		B_3	0	-7	6	80	21,3	
	36.37.38	A_1	0	1	17	90	34,6	
		A_2	3	-4	20	85	43,7	
		A_3	2	-6	8	79	22,6	
		B_1	2	2	25	90	48,3	
		B_2	3	-7	24	84,5	55,7	
		B_3	1	-7	9	81	26,6	

BIBLIOGRAPHIE

[1] R. CIRODDE : Techniques d'assemblage par collage, in : Les résines de synthèse dans la construction, Colloque RILEM, septembre 1967, Eyrolles, 1971, p. 47.

[2] R. L'HERMITE et J. BRESSON : Béton armé par collage des armatures, in : Les résines de synthèse dans la construction, Colloque RILEM, septembre 1967, Eyrolles, 1971, p. 175.

[3] R. L'HERMITE : L'application des colles et résines dans la construction. Le béton à coffrage portant, Annales Inst. Techn. Bât. et T. P., novembre 1967, p. 1. Série BBA 93.

[4] R. L'HERMITE : Les résines synthétiques dans la structure, L'Architecture d'Aujourd'hui, décembre 1968-janvier 1969, n° 141.

[5] J. BRESSON : Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures, Annales Inst. Techn. Bât. et T. P., février 1971, p. 21. Série BBA 116.

DISCUSSION

M. le PRESIDENT. — Merci Monsieur Bresson. Mesdames et Messieurs, vous avez maintenant la parole pour lui poser des questions, aussi bien sur cette conférence d'aujourd'hui que sur son exposé de l'année dernière.

M. CAUSSE. — Quelle est l'importance de l'effort pour appliquer la tôle sur la poutre pour permettre le collage ?

M. BRESSON. — Cette question très intéressante est très souvent posée, je vais essayer d'y répondre brièvement.

La formule IV en [5] à savoir :

$$p = \frac{2\,\eta\,l^2}{t}\left(\frac{1}{e_2^2} - \frac{1}{e_1^2}\right)$$

permet de calculer la pression qu'il faut exercer sur un collage de largeur $2\,l$ pendant un temps t pour faire varier de e_1 à e_2 l'épaisseur de la couche de résine de viscosité η. Si pour un collage acier-béton $e_1 = 2{,}5$ mm ; $e_2 = 1$ mm ; t = 10 à 15' ; $2\,l = 10$ à 60 cm, la pression nécessaire pour une température peu différente de 20° C peut varier en fonction de la viscosité de la résine depuis quelques dizaines ou centaines de grammes par cm² jusqu'à plusieurs kgf/cm² (moins de 5).

Nous constatons que la largeur du collage (intervenant au carré) ainsi que la viscosité de la résine employée sont deux paramètres très importants.

Cependant, la formule précédente ne rend pas compte de ce que pendant le temps t, pendant lequel on applique la pression p, la viscosité η de la résine varie du fait de la réticulation en cours. De plus, si la température d'application est plus basse ou plus élevée que 20° C, la viscosité variera en conséquence.

Les moyens de mise en pression doivent donc être prévus en tenant compte de variations de température possibles durant l'application. Pour des températures relativement basses, 5° C par exemple, la viscosité de la résine augmentant beaucoup, on est conduit à appliquer des pressions trop importantes qui peuvent rendre l'application impossible. Pour des températures de l'ordre de 30 à 40° C, la viscosité des résines décroît, mais la réaction de polymérisation s'accélérant ne permet pas toujours de disposer d'un temps t suffisant.

Toutes ces raisons font qu'il n'est pas possible de fixer une fois pour toutes une pression à appliquer sur le collage en fonction de la résine utilisée. Cependant, la règle pratique est celle-ci : la pression exercée sur le collage doit être telle que la résine bave en quantité suffisante (cf. e_1 et e_2) afin que, dans son déplacement, elle élimine tout vide et entraîne dans les bavures toutes les bulles d'air incluses au moment de l'application de la tôle encollée sur le béton, lui-même encollé.

M. AGTHE. — Les plaques métalliques collées sur les surfaces verticales ne risquent-elles pas de subir des changements de température beaucoup plus rapides que ceux du béton, en cas d'ensoleillement ou de refroidissements par des vents froids. Ceci pourrait amener des efforts de cisaillement dans la couche de collage, qui pourraient provoquer des phénomènes de fatigue, en affaiblissant le pouvoir adhérent.

M. BRESSON. — Dans le cas particulier qui nous préoccupe, les renforcements par tôles collées sont toujours à l'ombre et ne sont pas soumis à l'ensoleillement direct, nous avons cependant pris la précaution de peindre les tôles d'une couleur claire. Ainsi, on peut dire que la température du renforcement, par les plus grandes chaleurs, restera toujours inférieure à 30 ou 35° C. Ces températures ne sont pas suffisantes pour provoquer un affaiblissement sensible du collage par ramollissement de la résine

M. AGTHE. — Je ne crois pas que des températures extrêmes seront suffisamment élevées pour provoquer un affaiblissement du collage, car elles n'atteindront, selon M. Bresson, que 30 à 35° C. Pourtant, comme le métal a un coefficient de conductibilité thermique plus élevé que celui du béton, et comme sa masse est petite, il risque de s'échauffer ou de se refroidir beaucoup plus vite que le béton sur lequel il est collé. Ceci amènera des efforts de cisaillement qui seront d'autant plus considérables que le gradient entre la température du métal et celle du béton est élevé.

M. BRESSON. — Bien entendu, les déformations différentielles dues à l'existence d'un gradient thermique donneront naissance à des contraintes correspondantes de cisaillement. Cependant, dans ce cas précis, si l'on estime que la différence de température entre l'acier et le béton peut être instantanément d'une dizaine de degrés et si l'on considère le cas le plus défavorable pour lequel aucune déformation ne peut se produire, tout en tenant compte de la contrainte (faible ici) d'entraînement existant entre les armatures et le béton, la contrainte totale de cisaillement sera comprise sensiblement entre 20 et 26 daN/cm² selon que le gradient est positif ou négatif. Le coefficient de sécurité varierait alors entre 3 et 2,3, compte tenu de l'hypothèse défavorable faite.

Cependant, nous vérifions, par des essais, ce qui se passe lorsque naissent et se répètent les déformations différentielles dues à un gradient thermique.

M. LAIRE. — Vous avez dit à l'instant que l'épaisseur de la colle était faible : quel est cet ordre de grandeur ?

M. BRESSON. — Elle varie selon qu'on a affaire à des collages acier-béton ou acier-acier. La rugosité du béton étant plus importante que celle de l'acier, on peut considérer que l'épaisseur de colle entre acier et béton est de un millimètre ou un millimètre et demi au maximum, alors qu'entre deux tôles superposées, elle sera de l'ordre de cinq dixièmes.

M. LAIRE. — La planéité nécessite-t-elle une précision supérieure au millimètre ?

M. BRESSON. — Oui, si vous voulez, il s'agit surtout de savoir si l'erreur de forme est une ondulation de grande amplitude ou si c'est une aberration de très faible amplitude. Il faut supprimer toutes les aberrations de faible amplitude qui ne permettraient pas à la tôle d'épouser la surface du béton. Pour des ondulations de grande amplitude, on peut ainsi avoir une erreur supérieure au millimètre, alors que, pour des aberrations de faible amplitude, qui peuvent être représentées par des discontinuités, l'erreur ne devra pas excéder 5/10 mm.

C'est pour ces raisons que l'épaisseur des tôles de renforcement ne dépasse jamais 3 mm, afin que leur rigidité lors du collage puisse être négligée.

En outre, les tôles sont sablées puis, immédiatement après sablage, elles sont enduites d'un primaire d'époxy

afin d'enrayer la corrosion rapide qui se développerait à sa surface par l'adsorption de molécules d'air et d'eau.

M. CHAPUIS. — J'ai entendu dire qu'on ne pouvait être toujours certain de la tenue des collages dans le temps quand ils étaient faits avec des résines époxy ; y a-t-il eu des essais qui ont été développés pour savoir si la sécurité de ce collage se maintenait dans le temps et s'il n'y a pas un vieillissement du produit qui pourrait diminuer la résistance du collage ?

M. BRESSON. — Des essais ont été faits par plusieurs laboratoires sur plusieurs produits, mais vous savez que ces produits arrivent très nombreux sur le marché et qu'un essai de vieillissement effectué sur l'un d'eux devrait durer dix ans eu égard à la garantie décennale... Dans le cas qui nous intéresse, on sait que les résines époxydes bien choisies vieillissent bien et que, s'il y a vieillissement, celui-ci est dû surtout aux rayons ultra-violets. En ce qui nous concerne, les résines que l'on emploie subissent un vieillissement minimum, du fait qu'elles ne sont jamais soumises aux rayons ultra-violets, puisque la tôle de renforcement forme écran.

M. le PRESIDENT. — Nous avons fait des essais de fatigue au début de ces études ; nous avons fait des essais de fatigue sur des poutres avec charges répétées et plusieurs dizaines de milliers de cycles n'ont pas montré l'apparence d'une déformation. Non seulement le système tient sous l'influence du vieillissement, mais tend à durcir et à se polymériser ; les résines, jusqu'à une certaine limite qui reste dans les limites d'application, résistent fort bien aux efforts répétés, et c'est très important, parce que dans le cas qui nous concerne, il est bien soumis aux efforts répétés.

D'autre part, on a cité un cas spécialement intéressant, mais M. Bresson et nous-mêmes, avons fait des dizaines d'applications, et jusqu'à présent, depuis cinq ans que nous appliquons ce procédé, nous n'avons jamais observé de modification de la statique du collage et des renforcements. Il y a une seule difficulté qui nous est apparue, c'est le phénomène d'extrémité. Vous avez vu tout à l'heure que M. Bresson a placé des équerres aux extrémités des collages, parce qu'à partir du moment où on tend à soulever la tôle en tirant par un bout, cela fournit, dans le collage même, des concentrations de contraintes qui peuvent être considérables et développer une fissure de plus en plus étendue. Il est donc indispensable de s'assurer qu'il n'y a pas de possibilité de décollage à partir du bout. Cela arrive souvent, et c'est pour cela que nous nous assurons de la tenue aux extrémités pour éviter l'inconvénient que je viens de vous signaler.

Y a-t-il d'autres questions... ? Monsieur Lazard ? Comme généralement il a des critiques à faire qui sont toujours intéressantes, j'aimerais qu'il dise ce qu'il pense de tout cela...

M. LAZARD. — Je n'ai pas assisté à la conférence l'autre fois, je n'ai eu que le texte ; ce sont la nature et l'importance des phénomènes décrits dans cette brochure * qui m'ont amené ici, bien que je ne m'occupe plus de ces questions. C'est donc en néophyte que je poserai des questions.

J'aurai une question au sujet des expériences qui ont été faites sur le renforcement de la poutre du pont roulant d'Airvault je crois. A propos de la figure n° 53 de votre page 52 *, il y a quelque chose qui me chagrine un petit peu, ce sont les déformations des jauges situées exactement au milieu de la poutre renforcée. Pour avoir la référence des modules de déformation, vous avez tracé votre parabole sur les jauges principales, et vous expliquez que sous une charge de 14 000 daN, vous avez effectivement à peu près la parabole sur les jauges 5, 14, 7, 16 et 20. Mais, dès le départ sur cette charge qui, dites-vous, est inférieure à la limite d'élasticité, jusqu'au moment où les charges étaient encore linéaires, vous avez déjà pour les jauges 9 et 18, au centre de la poutre, une déformation plus faible.

Ensuite, vous dites que sous une charge de 17 000 et quelque, vous n'avez plus eu de déformation linéaire, vous donnez le diagramme des déformations, on voit effectivement que les paraboles que vous avez calculées (par anamorphose linéaire, je suppose), font apparaître des déformations plus importantes pour les jauges 7, 16 et 20, mais la déformation centrale 9, 18, est toujours de plus en plus faible.

Alors, vous dites à la fin : « Cet écart est dû à la diminution de rigidité de la poutre, causée par la fissuration supposée du béton, puisque les tôles étant collées sur les joues, il n'était pas possible de suivre la formation des fissures » ; je déduis de ceci que votre système n'a pas empêché la formation de fissures, alors que, semble-t-il, il devrait s'y opposer, et si fissure il y avait, il y en avait peut-être une avant, et que votre système ne l'a pas empêchée complètement de se développer, que vous n'avez pas repris les efforts de chaque côté de la fissure.

M. BRESSON. — Avant de répondre à la question de Monsieur Lazard, je voudrais dire qu'il ne s'agit pas ici du renforcement des poutres de roulement du pont roulant d'Airvault, mais d'une autre réalisation dont nous ne pouvons donner les références pour des raisons de secret professionnel.

Si j'ai bien compris votre question, vous êtes soucieux de savoir pourquoi, à l'aplomb des jauges 22, 9 et 18 les contraintes mesurées sont inférieures aux contraintes déduites par extrapolation linéaire, représentées par les paraboles en pointillés (fig. 52 [5]).

M. LAZARD. — Oui.

M. BRESSON. — Cette chute des contraintes, dans les jauges 22, 9, 18, provient du fait qu'à cet endroit (comme à proximité des appuis), nous avons deux épaisseurs de tôle, au lieu d'une dans les parties courantes. En effet (fig. 51 [5]), on remarque que les tôles longitudinales sont interrompues au milieu de la poutre (endroit qui, théoriquement, n'était pas à renforcer), mais leur continuité a cependant été respectée en collant un couvre-joint de 60 cm de longueur, d'où les deux épaisseurs de tôle. Nous n'avons pas tenu compte de l'existence de ces deux épaisseurs de tôle tant aux appuis qu'à mi-travée dans le tracé des paraboles en pointillés, cela a pu vous surprendre, effectivement.

M. LAZARD. — Alors que vient faire l'explication des fissures sur cette descente ?

M. BRESSON. — L'explication n'est pas relative à cette descente, mais à la non linéarité des déformations en fonction des différents cas de chargement.

M. LAZARD. — Lisant le texte, cela m'a un peu surpris.

M. le PRESIDENT. — Lors du premier renforcement effectué à Airvault, nous avons appris une quantité de choses : si l'on place des tôles trop épaisses, des cloques se forment, dues à la trop grande rigidité des tôles. En sonnant la tôle avec un marteau, on a pu connaître la position des cloques, et après avoir percé des trous, nous y avons injecté de la résine. Le pont roulant fonctionne toujours, et il n'y a pas eu d'ennuis.

* Il s'agit de la référence [5] de la bibliographie.

M. LAZARD. — Je vais me permettre de vous poser une question sur le pont au-dessus de l'autoroute A6 : d'après vos explications, je pense pouvoir déduire que les renforcements aux extrémités..., donc les efforts tranchants, ont été symétriques, sans tenir compte de l'angle obtus ou aigu. Qu'est-ce qu'ont donné les essais ? Parce que dans une telle dalle biaise, il est connu que les efforts se concentrent à l'angle obtus ?

M. BRESSON. — Les renforcements d'extrémités des poutres destinés à reprendre les efforts tranchants ont été effectivement prévus de façon identique (épaisseur constante des tôles), qu'ils soient placés près de l'angle obtus ou de l'angle aigu, on a pu constater aux essais que sous l'action des chargements A_2 ou B_2 (chargements centrés), et pour ce qui concerne la poutre n° 2, les efforts tranchants sont plus importants vers l'angle obtus, alors que les moments de torsion sont plus importants vers l'angle aigu (*). Cependant, la comparaison des résultats d'essais d'une dalle biaise chargée uniformément avec l'essai de ce pont reste incertaine.

M. LAZARD. — Les calculs ont-ils été faits en tenant compte de l'effet de dalle et du biais, ou est-ce une simple poutre qui a été supposée ?

M. BRESSON. — Dans un premier temps, nous n'avons pas pris en compte les moments de torsion.

M. LAZARD. — Mais du fait de la dissymétrie intrinsèque à cet ouvrage, à cause de son biais, où les poutres de rive ne jouent pas comme une poutre calculée habituellement avec l'enveloppe des moments et les efforts tranchants, si le calcul a été fait, que ce soit électroniquement ou non, en supposant que c'est une simple poutre, il y a une erreur fondamentale.

M. BRESSON. — En effet, si en ce qui concerne la surcharge A (l), les effets de l'effort tranchant ont seuls été pris en compte.

Mais nous avons vérifié par ailleurs que, sous l'action des chargements $B_1 + B_3$ (pont complètement chargé), compte tenu du coefficient dynamique qui, dans ce cas, est égal à 1,12, les armatures transversales existantes et de renforcement étaient toujours capables de prendre en compte les effets conjugués de l'effort tranchant et de la torsion.

M. BERTHIER. — Je crois qu'on peut répondre à M. Lazard, au sujet du problème qu'il a posé précédemment, que les fissures devaient pré-exister au renforcement, et c'est pour cela, comme vous l'avez écrit, que les courbes expérimentales s'écartent des courbes théoriques.

M. BRESSON. — Sans aucun doute, les fissures existaient lors du renforcement, puisque nous avons renforcé ces poutres en double « T » en place, et c'est en place que l'on s'était aperçu qu'elles étaient trop faibles par l'apparition de fissures à l'endroit où les armatures étaient insuffisantes. C'étaient des poutres précontraintes, par fils adhérents, et le nombre des fils adhérents était insuffisant dans certaines parties de la poutre.

De plus, il faut remarquer que les déformations n'étant pas élastiques, ceci ne met pas en doute le bon fonctionnement du renforcement, puisque les contraintes maximales atteintes dans les armatures de renforcement ont été de l'ordre de 2 000 daN/cm^2. Cela peut laisser supposer que plus la charge croît, plus les armatures de précontrainte se déchargent sur les armatures de renforcement, et que de tels éléments sont peut-être prévus trop élancés.

(*) Il est possible de dissocier, à partir des résultats indiqués en annexe, ce qui revient à l'effort tranchant de ce qui est dû à la torsion.

M. DUBOS. — Je voudrais savoir s'il existe une explication théorique au phénomène dont vous parliez de relevage de collage en bout de tôle, et je me demande si le palliatif que vous indiquez de recoller une cornière ne reporte pas à nouveau le problème et si ce n'est pas mieux d'utiliser un moyen mécanique, spitage ou boulonnage, pour empêcher ce décollement, parce que je crois que le phénomène existera pour le collage comme il existe pour une tôle.

M. BRESSON. — Nous n'employons pas en général les procédés de spitage ou de boulonnage afin, d'une part, de ne pas désagréger le béton sur lequel on vient coller la tôle de renforcement et, d'autre part, afin d'éviter toute concentration de contraintes due à la présence de points durs (spits ou boulons).

Le fait de venir placer des tôles en forme de L aux appuis a non seulement pour effet d'équilibrer si nécessaire une partie de l'effort tranchant existant à l'appui, mais aussi d'ancrer les tôles longitudinales de renforcement. Ce second point est bien connu en béton armé. On démontre en effet qu'à l'appui, en particulier, les armatures longitudinales doivent avoir une section suffisante pour équilibrer un effort de traction pris égal à l'effort tranchant, et que cette section doit être ancrée en conséquence.

C'est donc dans le but d'ancrer les armatures longitudinales sous l'action de l'effort tranchant, que nous rapportons aux extrémités des poutres deux tôles en L collées à la fois sur l'âme de la poutre et sur les tôles longitudinales, l'ensemble tôle longitudinale + tôles en L jouant alors le rôle de barres relevées. L'effort tranchant transmis par la tôle longitudinale est alors « relevé » et « épanoui » par cisaillement sur l'âme en béton, ce qui évite les concentrations de contrainte.

Bien souvent d'ailleurs, les armatures longitudinales existantes sont suffisantes pour équilibrer à l'appui l'effet de l'effort tranchant, cependant, par sécurité, nous plaçons toujours des tôles en L aux appuis, afin d'éviter toute rupture fragile qui pourrait se produire pour une raison quelconque.

M. DUBOS. — Nous avons eu l'occasion d'utiliser le système de renforcement d'une dalle de béton, au moyen d'une plaque d'acier collée avec du Rox T.P., et je dois dire que nous avons eu quelques mécomptes ; une première fois, probablement à cause de la différence de dilatation. La tôle ayant subi un ensoleillement très important. (Il s'agissait du renforcement du tunnel du Vieux-Port de Marseille). Une deuxième fois, parce que le support sur lequel s'appliquait la tôle n'était pas plan, et l'on a été amené à exercer un effort d'application tel, que l'élasticité propre de la tôle a créé des efforts incompatibles avec la résistance en traction de la colle.

M. BRESSON. — Est-ce que les premiers ennuis dont vous parlez ont eu lieu au moment du collage, c'est-à-dire au moment de la polymérisation ?

M. DUBOS. — Peu de temps après, et il est probable que la polymérisation n'était pas terminée.

M. BRESSON. — Cela a dû amplifier le phénomène sans aucun doute.

M. TROTIN. — Nous avons eu le problème qui consistait à renforcer des poutrelles accrochées sur une poutre principale, ayant sensiblement même hauteur : est-ce qu'il aurait été possible de renforcer l'accrochage des poutrelles sur la poutre ? Il aurait fallu des tôles en équerre...

M. BRESSON. — Oui, je vois assez mal le problème pour l'instant, voulez-vous expliciter votre question.

M. TROTIN. — Nous avions à renforcer des poutrelles qui étaient supportées en extrémité, donc en appui simple, par une poutre principale ayant sensiblement la même hauteur : il fallait renforcer la jonction entre les poutrelles et la poutre principale et accrocher le supplément de charges ?

M. BRESSON. — Vous parlez des armatures dites de suspente ?

M. TROTIN. — Oui, si vous voulez, les armatures de suspente ; est-ce qu'on peut coller des plaques en équerre dans ce cas ?

M. BRESSON. — Oui, il est possible de coller des renforcements en forme de cornière, mais cela pose le problème de préparation du béton, parce que préparer deux plans perpendiculaires formant un angle rentrant n'est pas chose très facile sur chantier.

M. TROTIN. — C'est donc quand même possible, et n'est-il pas préférable de coller successivement deux tôles sur chacune des faces et de trouver un système de liaison par soudure ?

M. BRESSON. — Je réponds non tout de suite, parce qu'à partir du moment où l'on va venir souder une pièce d'acier sur des tôles préalablement collées sur le béton, on va forcément brûler la résine tout autour des parties soudées, et l'on ne saura pas exactement quelle surface de collage efficace il faudra prendre en compte dans le calcul.

Cependant, il est toujours possible de rapporter un système de liaison qui serait collé et non pas soudé sur les autres tôles collées préalablement.

M. TROTIN. — En fait, on doit transmettre l'effort tranchant, est-ce qu'on ne va pas transmettre cet effort que sur une face de la poutre et introduire une sorte de dissymétrie parce que les équerres ne seront qu'à l'intérieur ?

M. BRESSON. — Bien entendu, avec le renforcement que nous venons d'envisager, on introduit une dissymétrie si la poutrelle n'est pas continue. Mais il est possible de prévoir le renforcement d'une autre manière, c'est pourquoi j'avais parlé précédemment de suspente. Si nous venons coller une tôle longitudinale sous la poutre principale au niveau de son croisement avec la poutrelle, il suffit pour terminer la suspente de coller sur l'âme de la poutre principale, de part et d'autre de la poutrelle, deux tôles en L (soit 4 au total) qui relèveront l'effort de traction naissant dans la tôle longitudinale et empêcheront la formation de fissure. La suspente est donc formée par la tôle longitudinale et les quatre tôles en L collées sur la poutre principale au niveau de son croisement avec la poutre secondaire.

M. TROTIN. — Avez-vous eu déjà des applications de ce genre ?

M. BRESSON. — Pas encore. Mais par contre, nous avons déjà renforcé des poutres dans l'âme desquelles avait été prévu le passage de gaine, et dont les armatures correspondantes (suspentes) avaient été négligées. Ces endroits ont été renforcés comme il vient d'être dit.

M. TROTIN. — Merci.

M. le PRESIDENT. — Deux questions ont été posées par écrit : voulez-vous répondre, Monsieur Bresson, en citant les questions.

M. BRESSON. — Ces deux questions ont été posées par M. J. Granier, de la Société Solétanche. Première question : « Quelles sont les influences respectives du module d'élasticité et de l'épaisseur du joint de colle ? ».

On a vu, lors du précédent exposé [5], que les efforts de cisaillement dans un collage acier-béton et compte tenu du dispositif de chargement choisi, étaient donnés par l'expression :

$$\tau(x) = P\,\omega\,\frac{ch\,\omega\,x}{sh\,\omega\,l} \quad \text{dans laquelle}$$

$$\omega = \left| \frac{G}{d}\left(\frac{1}{E_1 t_1} + \frac{1}{E_2 t_2}\right)\right|^{1/2}$$

Dans cette dernière expression, G est le module de rigidité de la résine et d l'épaisseur de la couche de résine.

Si G augmente (d constant), le collage, sous l'action d'un effort P, enregistrera peu de déformations, mais il sera d'autant plus fragile.

Si d augmente (G constant), le collage enregistrera des déformations plus importantes, mais il sera moins fragile.

On peut dire que la résistance d'un collage acier-béton augmente si G décroît et/ou si d croît ; elle diminuera si G croît et/ou si d décroît. Il est donc nécessaire, dans le cas de renforcement des structures en béton armé par collage de tôles, de choisir une résine dont le module de rigidité provoquera des déformations compatibles avec celles qui naissent dans le béton armé, compte tenu de l'épaisseur de colle nécessaire à mettre en œuvre pour l'obtention d'un collage homogène.

Deuxième question : « Quelles sont les flèches mesurées sur poutre à armatures plaquées, comparativement aux flèches observées sur béton armé traditionnel ?

Ces valeurs peuvent-elles varier suivant la colle et le métal utilisé ? ».

Lors des premiers essais que nous avons réalisés [2], nous avons comparé les flèches obtenues sur des éléments d'essais comparables en béton armé ou en béton plaqué. Les flèches obtenues sont sensiblement les mêmes. Nous avons vérifié ainsi la compatibilité des déformations entre l'un et l'autre système. Il était donc possible, à partir de ce moment, de considérer comme réalisable le renforcement d'un élément en béton armé par la technique du béton plaqué.

Pour répondre à la deuxième partie de cette question, il est nécessaire, si nous employons une résine dont on connait le module de rigidité transversal G, d'en appliquer une épaisseur qui conserve la compatibilité des déformations entre les deux systèmes d'armatures. En effet, si l'épaisseur de résine est très importante, les armatures de renforcement ne travailleront que sous de grandes déformations qui seront alors incompatibles avec les déformations du béton armé. Le renforcement serait, à la limite, devenu inutile.

C'est pourquoi l'épaisseur de la couche de résine que nous employons pour de telles réalisations n'est jamais supérieure à 1,5 mm.

M. le PRESIDENT. — Ce serait trop cher.

M. BRESSON. — Les flèches varient suivant le module du métal utilisé. Si on emploie de l'aluminium à la place de l'acier, la flèche sera sensiblement trois fois plus élevée (rapport des modules).

M. le PRESIDENT. — Nous avons fait des essais avec des armatures en duralumin ou en aluminium, afin d'améliorer l'esthétique, bien entendu les flèches sont plus importantes qu'avec des armatures en acier. Nous avons aussi envisagé d'utiliser l'acier inoxydable, mais les molécules de colle s'accrochent moins bien sur un acier inoxydable que sur un bon acier doux du commerce.

M. BRESSON. — Lorsque M. L'Hermite parle d'acier inoxydable, il s'agit d'acier inoxydable non sablé. Si l'on compare l'adhésion d'un acier inoxydable sablé avec celle d'un acier doux sablé, ces deux résultats sont très proches l'un de l'autre. Il existe à la surface de l'acier inoxydable des molécules huileuses qui ont été adsorbées lors des traitements mécaniques qu'il a subis. Ces molécules huileuses adsorbées ne peuvent être enlevées par un solvant habituel, elles font décroître sérieusement l'adhésion.

UNE VOIX. — On a le même phénomène avec les tôles noires, il y a une adsorption qui se fait, et c'est presque impossible d'éliminer ces graisses.

M. BRESSON. — Je voudrais compléter la réponse faite à la question de M. Granier en ce qui concerne le module du métal utilisé dans les renforcements. Il nous serait très utile de disposer d'un matériau de renforcement dont le module serait plus élevé que celui de l'acier. Si nous disposions d'un tel matériau, nous pourrions étendre les possibilités de la technique du renforcement par placage. En effet, si nous renforcions une poutre avec un matériau dont le module d'élasticité serait deux fois plus grand que celui de l'acier, cela nous permettrait, à section égale, de reprendre un effort de traction deux fois plus grand pour une même déformation. Il est très intéressant que la déformation soit après renforcement la plus faible possible afin que les aciers existants ne travaillent pas à un taux supérieur à leur contrainte admissible.

Ce matériau existe, ce sont les fibres de carbone ou de bore dont le module est effectivement deux fois plus élevé que celui de l'acier, mais elles restent inutilisables, car il est nécessaire, pour pouvoir s'en servir facilement, de les intégrer dans une matrice qui est une résine époxyde pour l'instant. Le module de ce matériau composite est alors le même que celui de l'acier et n'a donc plus aucun intérêt pratique pour nous. Il faudrait que la matrice soit un métal. De plus le prix de ces fibres est encore extrêmement élevé.

M. FAUCHART. — Vous avez parlé jusqu'ici du comportement en service, et non de la rupture des assemblages collés. De tels assemblages ne risquent-ils pas de présenter un danger de rupture fragile, sans que rien n'en prévienne auparavant ? C'est surtout l'assemblage en équerre dont on a parlé tout à l'heure, qui me fait évoquer ce risque de fragilité. La résistance de cet assemblage sera limitée par la résistance à la traction du béton situé juste en dessous de la colle. Comme ce béton n'est pas armé, sa fissuration risque de signifier la rupture brutale. Il pourrait être intéressant, en ce cas, d'utiliser le boulonnage avec précontrainte.

M. BRESSON. — Dans les cas où la solution par collage s'avère difficilement applicable pour des raisons de sécurité, parce que les efforts à prendre en compte dépassent les possibilités de la technique, il est presque toujours possible de choisir une solution traditionnelle : boulonnage précontraint par exemple. Néanmoins, l'interposition de résine entre acier et béton reste intéressante dans le but de réaliser un bon contact même s'il n'y a pas adhésion entre les supports. Dans ce cas, la résine n'entre pas dans la résistance de l'ensemble.

M. FAUCHART. — En effet, la résistance du boulonnage ne s'ajoute pas à celle du collage. Elle se substitue à cette dernière lorsque celle-ci est vaincue. Mais la résine reste utile pour assurer la continuité de la matière et la transmission continue des compressions. Mais récemment, au Centre d'Essais des Structures de Saint-Rémy-lès-Chevreuse, nous avons eu un assemblage par collage de deux voussoirs en béton qui s'est révélé dénué de toute résistance à la traction.

M. BRESSON. — Vous soulevez un cas assez particulier je crois. Lorsqu'on réalise un collage béton-béton qui doit résister à la traction, il faut que les surfaces soient convenablement préparées, c'est-à-dire sablées, dépoussiérées, sèches, bien sûr sans traces de graisse ; à partir de là, avec n'importe quelle résine époxy, on aura un très bon collage.

M. FAUCHART. — Comme cela doit être fait : effectivement, nous n'avons pas sablé, nous avons respecté strictement les conditions qui se pratiquent dans la réalité absolument courante et, je m'excuse de ce jeu de mots, cela n'a pas « collé ».

M. BRESSON. — Sans aucun doute, puisque si les voussoirs ont été obtenus à partir de coffrages métalliques huilés avec une huile soluble afin de faciliter le décoffrage, il restait donc une certaine couche d'huile sur le béton, si on ne l'enlève pas avant d'appliquer la résine, le collage sera mauvais et on obtiendra une rupture lisse à l'interface colle-béton.

M. FAUCHART. — Nous avions soigneusement traité les surfaces du béton au trichlore.

M. BRESSON. — En traitant les surfaces de béton au trichlore, on espère enlever la graisse, ce n'est qu'une espérance, il s'agit de savoir si on l'a enlevée ou déplacée vers l'intérieur du béton. Cependant, il restait la couche de laitance qui n'a pas été traitée mécaniquement : sablage, ponçage, meulage, brossage énergique.

M. FAUCHART. — On ne le fait jamais dans la réalite.

M. le PRESIDENT. — Pour se rendre compte si la tôle est bien collée, on colle une petite pastille sur les surfaces et on l'arrache pour voir si le béton vient avec ou s'il se sépare, et cela nous donne tout de suite l'indication d'abord sur la résistance au cisaillement et à la traction, et sur les possibilités de collage, et dans le cas où cette résistance est faible, nous avons refusé de faire les renforcements. Ce n'est tout de même pas une panacée cette affaire-là, ce n'est pas un miracle, même si cela offre beaucoup de possibilités.

M. TROTIN. — Pour des questions de protection, pourrait-on utiliser des tôles en acier COR-TEN pour renforcement ?

M. BRESSON. — Sans aucun doute, mais je pense qu'il vaudrait quand même mieux protéger les tranches des tôles contre la corrosion, même si c'est un acier COR-TEN, car une certaine attaque de ces tranches risque de perturber le collage.

M. MILLET. — Est-ce que dans le cas de renforcement d'un pont, les venues d'eau éventuelles par le dessus risquent de compromettre le collage ? Il peut se faire que l'étanchéité sur la dalle soit parfaite, mais cela peut ne pas être le cas. Y aurait-il alors lieu de prévoir la réfection de l'étanchéité avant de procéder au renforcement ?

M. BRESSON. — Il faut essayer de faire en sorte que l'eau ne vienne pas s'infiltrer à l'intérieur de la poutre. On peut penser que, même si elle s'infiltre, la tôle sera protégée d'abord par l'épaisseur de résine que l'on a mise au moment du renforcement, puis par l'épaisseur de primaire dont on l'a enduite. Mais il est plus sérieux d'éviter toute venue d'eau. Quant aux corrosions externes, il faut qu'elles soient surveillées de près, ce qui peut être fait facilement pour l'ouvrage dont on parle.

M. AGTHE. — L'étanchéité du pont nous semble très importante, car, même si de petites quantités d'eau pénètrent dans les parties renforcées, il y a un risque considérable que cette humidité se concentre sous les plaques mé-

talliques, et leur collage étanche. Comme les renforcements métalliques sont relativement minces (3 mm), nous risquons que le béton imbibé d'eau, même à faible profondeur sous les plaques, subisse des cycles de gel et dégel qui risquent, à la longue, de détériorer le béton et de provoquer un décollement des plaques

M. BRESSON. — Cela peut certainement arriver si l'étanchéité est mauvaise, sans aucun doute.

M. VEUVE. — Si on avait à refaire un renforcement analogue, quelles sont les modifications qu'on pourrait envisager ? Quelle est l'expérience apportée par ce renforcement ?

M. BRESSON. — C'est une bonne question, mais j'ai du mal à y répondre parce que pour l'instant, vu l'état de nos connaissances, il n'y aurait pas grandes modifications, espérons qu'on arrivera à modifier et faire avancer la question, peut-être à l'aide de matériaux à haut module.

M. le PRESIDENT. — Les éléments essentiels y sont, il peut peut-être y avoir des aléas dus à la forme des poutres par exemple, mais enfin, le principe ne doit pas beaucoup changer.

M. BRESSON. — C'est d'ailleurs au cours des applications que les problèmes se posent et qu'on essaie de les résoudre en fonction de l'ouvrage à renforcer.

M. DUBOS. — Quand on a des surfaces courbes, on coupe la tôle, c'est valable uniquement pour les surfaces rectilignes.

M. BRESSON. — Si la tôle peut épouser la courbure, il n'y a pas d'inconvénient (surface développable).

M. DUBOS. — J'ai été amené à utiliser du métal déployé pour faire un renforcement ; il est difficile de découper la tôle, le métal déployé avait bien résolu le problème.

M. BRESSON. — Le métal déployé résoud certainement bien le problème, mais à partir du moment où vous l'utilisez, il faut utiliser une couche de résine importante, c'est-à-dire qu'il est difficile de prévoir quels sont les efforts équilibrés par le métal déployé. Dans le calcul, il faut prendre en compte ici le module du complexe résine-métal et non plus celui du métal seul Le module de ce complexe est bien entendu plus petit que celui de l'acier seul.

M. DREUX. — Je voudrais évoquer la question de l'étanchéité du béton ; c'est un problème que l'on peut rencontrer dans certains ouvrages : celui du ruissellement de l'eau sur la surface extérieure du béton. Je pense que c'est cela dont il s'agit et non pas comme un de nos interlocuteurs l'a imaginé, que le béton derrière la tôle puisse se gorger d'eau dans sa masse et, par gel et dégel successifs, n'en vienne à périr : si le béton de l'ouvrage était d'assez mauvaise qualité pour qu'il puisse se gorger d'eau et soit assez caverneux pour cela, je pense qu'avant de faire le renforcement, on s'apercevrait probablement que c'est une question de remplacement de l'ouvrage et non de renforcement qui se pose.

M. BRESSON. — C'est exact. Je pourrais parler d'un point que je n'ai pas signalé tout à l'heure et qui concerne la protection contre la corrosion des tôles : ces tôles avaient été enduites pile et face d'une couche de primaire, et après collage, elles ont été peintes extérieurement de nouveau. De plus, dans le but d'éviter les infiltrations d'eau entre la tôle et le béton, on est venu disposer un chanfrein de mortier de résine dans les angles rentrants formés par les jonctions de l'âme avec sa table et son talon.

M. RIGAUT. — Je voudrais faire intervenir des considérations économiques et je propose le cas suivant : il s'agit d'un plancher industriel dont une poutre en béton a été fissurée sous l'effet d'un choc ; il y a plusieurs solutions : soit refaire ou doubler la poutre, soit renforcer celle-ci par boulonnage ou collage de plats métalliques ; quel est l'intérêt économique de la solution collage ?

M. BRESSON. — Les effets d'un choc sur des éléments en béton armé sont très complexes. C'est pourquoi du point de vue de la sécurité, je conseillerais de démolir la poutre et de la refaire ou de doubler la poutre abimée par une autre poutre. Sans aucun doute, cela reviendra plus cher que le renforcement par collage.

Pour montrer l'intérêt économique de la solution par collage, prenons l'exemple du PI CD 126. Le prix du renforcement par collage de ce pont est de l'ordre de grandeur de ce qu'aurait coûté la seule reconstruction du pont. Cependant, nous avons évité sa destruction, et de plus, la circulation est restée ouverte sur le CD 126. En définitive, s'il avait fallu reconstruire le pont, cela aurait coûté certainement 2 à 3 fois plus que le prix du renforcement par collage.

M. le PRESIDENT. — Il faut tout de même à chaque nouvelle application, former une équipe, mettre des gens au courant et si c'est pour aller renforcer une dalle de 3 mètres carrés à Dijon, cela ne vaut pas la peine.

Deuxièmement, en ce qui concerne le prix de revient des renforcements, le mètre carré de collage tout compris, tôle, résine, préparation, main-d'œuvre, est de l'ordre de 300 F. C'est purement indicatif, s'il faut faire un échafaudage de vingt mètres de hauteur, cela chiffre.

M. DECHAVO. — Dans le même ordre d'idées, quel serait le coût du renforcement d'une dalle en béton armé par adjonction d'une chape comme celle que nous avons vue dans le film ?

M. BRESSON. — Considérons que le béton coulé en petite épaisseur peut valoir de l'ordre de 600 F le m^3 ; il faut ajouter à ce prix le coût du sablage du béton ancien et le prix de la résine qui vaut aux environs de 15 F le kg. Il en faut de 1/2 à 1 kg par mètre carré.

M. le PRESIDENT. — Et quand nous avons commencé à faire des études de ce genre, le prix de la résine au kilo était de l'ordre de 30 F le kg, il y a huit ans de cela.

Nous allons terminer cette séance. Vous voyez que cela valait la peine de prévoir une telle discussion. Je vous remercie d'avoir répondu à notre invitation et de nous avoir donné des idées par vos questions. Elles nous permettront de perfectionner le procédé et nous inspireront dans les recherches que nous allons encore faire, parce que ces recherches ne sont pas encore terminées.

Il y en a pour une éternité comme dans le béton armé, et nous n'avons pas tellement de moyens, mais nous tenterons, d'après vos critiques et propositions, de répondre de manière plus précise aux problèmes qui ont été indiqués.

Je remercie Monsieur Bresson et je lève la séance.

Edité par la S. A. Le Bâtiment
58, rue Violet, 75 - Paris-15e
(Ann. I.T.B.T.P.)

IMPRIMERIE LES PRESSES RAPIDES
87 - LIMOGES

Dépôt légal : 3e trimestre 1972

Le Directeur : J.-P. ARATHOON

Académie de Paris

UNIVERSITE de PARIS VI
11, Quai Saint Bernard - Paris 5

SERVICE DE LA SCOLARITE
Bureau des Enseignements du 3e Cycle

tél. 336.25.25 et 325.12.21

PERMIS D'IMPRIMER

DOCTORAT : . . . . DOCTEUR INGENIEUR . . . . . .

THESE DE : . . . . . .

NOM : . . Monsieur BRESSON . . . . . .

Prénoms : . . . . Jacques . . . . . .

né le . 20 mars . . 1937 . à . . . CHAUMONT . . . . . Dépt :HAUTE MARNE

1ère THESE : . Recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaqué. . . . . .

. . . . . .

. . . . . .

. . . . . .

2e THESE (Propositions faites par l'Université) : . Application des cristaux liquides aux essais non destructifs des collages. . . . . .

. . . . . .

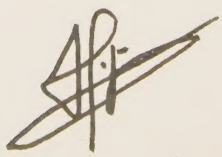
. . . . . .

Vu et Approuvé

PARIS, le . II avril 1972

Le Président

de l'Université de PARIS VI



Sc. 3e c. 71-14